



# Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique

Yu-Jun Cui

## ► To cite this version:

Yu-Jun Cui. Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993. Français. NNT: 1993ENPC9318 . tel-00846200

**HAL Id: tel-00846200**

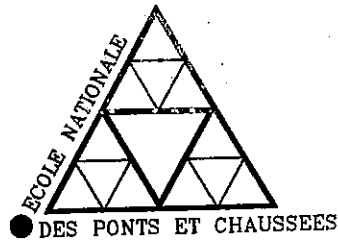
**<https://theses.hal.science/tel-00846200>**

Submitted on 18 Jul 2013

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

168

NS 16543  
(4)

THESE DE DOCTORAT

*présentée à**l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*

PAR YU JUN CUI

ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN LIMON COMPACTE NON SATURE  
ET DE SA MODELISATION DANS UN CADRE ELASTO-PLASTIQUE*Date de soutenance : 22 juin 1993*Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols  
(CERMES)

Jury :

M. SCHLOSSER

*Président*

M. GENS

M. HICHER

*Rapporteurs*

M. DARVE

M. DELAGE

M. FRY

*Examineurs*

M. MAGNAN

*Invité*

10



## REMERCIEMENTS

Mes remerciements les plus vifs s'adressent tout particulièrement à :

- Monsieur DELAGE, mon directeur de thèse, qui m'a guidé tout au long de ce travail tant dans l'adaptation à la vie française qui m'était étrangère que dans le domaine scientifique, l'aspect expérimental en particulier. Ses conseils et surtout sa sagacité m'ont permis de bien orienter la recherche,
- Monsieur DE LAURE, Technicien supérieur au CERMES, sans son aide dans l'expérimentation et ses encouragements lors de la dépression due aux difficultés expérimentales, ce travail n'aurait pas abouti,
- Monsieur SCHLOSSER, Professeur à l'ENPC et conseiller scientifique du CERMES, qui m'a fait l'honneur d'assurer la présidence du jury,
- Monsieur GENS, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Catalogne, qui a accepté d'être rapporteur. Sa grande connaissance en théorie et en expérimentation m'a permis de bien orienter les essais et de bien développer les résultats obtenus,
- Monsieur HICHER, Maître de conférence à l'Ecole Centrale de Paris, qui a bien voulu d'accepter de rapporter la thèse, et qui en a fait des remarques enrichissantes,
- Monsieur DARVE, Professeur à l'Institut de Mécanique de Grenoble, et Monsieur FRY, Ingénieur à E.D.F., qui ont accepté de participer au jury en qualité d'examineurs,
- Monsieur ALONSO, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Catalogne. Ses conseils m'étaient très utiles tant pour l'amélioration de l'appareillage que pour l'exploitation des résultats expérimentaux,
- Monsieur MAGNAN, Professeur adjoint à l'ENPC, qui m'a fait l'honneur de faire de bonnes remarques en préparant le rapport de thèse,
- Madame AUDIGUIER, Ingénieur de recherche au Centre de Géologie de l'Ingénieur (CGI), qui m'a aidé dans la réalisation des essais en vue de l'étude de la microstructure, Madame LAPEYRE, Ingénieur de recherche au CGI, et Monsieur TALBI, Technicien au CGI, qui ont assuré la réalisation de l'analyse minéralogique du matériau étudié dans le cadre de ce travail,
- Monsieur MOUCHERON, Ingénieur au CERAM, sa coopération lors de l'observation au microscope électronique à balayage m'était précieuse, voire indispensable,
- Madame Fayol, secrétaire au CERMES, qui m'a aidé pour la dactylographie de la thèse,
- Tous les membres du CERMES, qui m'ont apporté des aides diverses me permettant d'avoir une ambiance idéale qui a assuré le bon déroulement du travail. Je cite en particulier Messieurs CANOU et SAÏTTA, pour leur discussions fructueuses.

Enfin, un grand merci s'adresse à ma femme, Madame LI Ping. En tenant compte de son soutien, je lui dois la moitié de mon titre de docteur de l'ENPC.



## TABLE DE MATIERES

INTRODUCTION .....	9
PREMIERE PARTIE : TECHNIQUES EXPERIMENTALES .....	13
CHAPITRE I : DESCRIPTION DU PRINCIPE OSMOTIQUE DU POINT DE VUE THERMODYNAMIQUE .....	15
I-1 INTRODUCTION .....	16
I-2 DU POTENTIEL CHIMIQUE A LA LOI DE KELVIN .....	17
I-2.1 <i>Rappel du deuxième principe de la thermodynamique</i> .....	17
I-2.2 <i>Définition du potentiel chimique et la loi de Kelvin</i> .....	19
I-2.3 <i>Définition de la succion au niveau thermodynamique</i> .....	21
I-3 PRINCIPE OSMOTIQUE .....	21
I-4 DISCUSSION SUR LE COEFFICIENT D'ACTIVITE .....	24
I-5 UTILISATION DE LA SOLUTION DU PEG POUR LE CONTROLE DE SUCCION .....	25
I-6 CONTROLE DE SUCCION A L'AIDE DU PRINCIPE OSMOTIQUE DANS L'ETUDE DES SOLS NON SATURES .....	27
I-7 CONCLUSION .....	28
CHAPITRE II : PROCEDURES DE PREPARATION DES ECHANTILLONS .....	29
II-1 CARACTERISTIQUES DU LIMON DE JOSSIGNY .....	30
II-2 APPAREILLAGE ET SYSTEME DE CONTROLE .....	30
II-2.1 <i>Presse de compactage</i> .....	30
II-2.2 <i>Moule et piston</i> .....	30

II-2.3 Capteur de force et capteur de déplacement .....	32
II-2.4 Table traçante .....	32
II-3 PRESENTATION DE LA METHODE DE COMPACTAGE A CONTRAINTE CONTROLEE .....	32
II-4 PROCEDURES DE PREPARATION DES ECHANTILLONS .....	34
II-4.1 poudre de sol à teneur en eau voulue .....	34
II-4.2 Compactage .....	35
II-4.3 Echantillons compactés à différentes teneurs en eau .....	36
II-4.4 Echantillons avec mise à succion préalable .....	36
II-4.5 Echantillons compactés saturés .....	39
II-4.6 Echantillons pour porosimétrie et microscopie électronique à balayage .....	40
II-4.6.1 Congélation .....	40
II-4.6.2 Sublimation .....	42
II-4.7 Echantillons pour l'analyse minéralogique .....	42
II-5 CONSERVATION DES ECHANTILLONS .....	43
II-5.1 Conservation des échantillons pour des essais immédiats .....	43
II-5.2 Conservation des échantillons pour des essais non-immédiats ....	43
II-6 REMARQUES .....	44
CHAPITRE III : APPAREILLAGE A SUCCION CONTROLEE ET PROCEDURES D'ESSAIS .....	47
III-1 INTRODUCTION .....	48
III-2 ESSAIS EN CHEMIN K <sub>0</sub> .....	48
III-2.1 Oedomètre à succion contrôlée .....	48
III-2.2 Mise en place des échantillons compactés .....	49
III-2.3 Quelques remarques sur des essais oedométriques .....	51
III-3 ESSAIS D'EFFONDREMENT A L'OEDOMETRE .....	52
III-4 APPAREIL TRIAXIAL A SUCCION CONTROLEE .....	52
III-4.1 Collage de membrane semi-perméable .....	52
III-4.2 Système anti-évaporation .....	54





IV-3.3.3 Effet de la succion .....	84
IV-3.3.4 Effet du remouillage .....	90
IV-4 COURBES POROSIMETRIQUES ET COURBES DE RETENTION D'EAU .....	97
IV-4.1 Introduction .....	97
IV-4.2 Principe de la détermination de la courbe de rétention d'eau ...	97
IV-4.3 Courbe de rétention d'eau du limon de Jossigny compacté .....	100
IV-4.4 Discussion sur le phénomène d'hystérésis .....	101
IV-5 CONCLUSION .....	101
CHAPITRE V : POROSIMETRIE ET PERMEABILITE .....	104
V-1 INTRODUCTION .....	105
V-2 MODELES DE PERMEABILITE POUR LES SOLS SATURES .....	106
V-2.1 Modèle des tubes capillaires .....	106
V-2.2 Modèle probabiliste de Marshal (1958) .....	106
V-2.3 Modèle du rayon hydraulique (1962) .....	107
V-2.4 Modèle probabiliste de Juang et Holtz (1986) .....	108
V-3 TRAVAUX DE GARCIA-BENGOCHEA ET LAPIERRE ET AL. ....	109
V-4 RESULTATS CALCULES SUR DES ECHANTILLONS DE DIFFERENTES STRUCTURES .....	111
V-5 MODELE DE PERMEABILITE DU SOL NON SATURES, RESULTATS CALCULES .....	112
V-5.1 Modèle de Seker .....	112
V-5.2 De la courbe porosimétrique à la perméabilité .....	115
V-6 CONCLUSION .....	117
TROISIEME PARTIE : COMPORTEMENT MECANIQUE .....	118
CHAPITRE VI : RESULTATS EXPERIMENTAUX .....	120
VI-1 INTRODUCTION .....	121

VI-2 ESSAIS DE CONSOLIDATION A SUCCION CONTROLEE .....	124
VI-2.1 Consolidation oedométrique classique .....	124
VI-2.1.1 Programme d'essais .....	124
VI-2.1.2 Effet de la succion sur la compressibilité du sol compacté .....	126
VI-2.1.3 Couplage hydraulique-mécanique .....	128
VI-2.1.4 Remarques sur les essais et les résultats obtenus .....	128
VI-2.2 Consolidation isotrope, chargement par palier .....	130
VI-2.2.1 Programme d'essais .....	130
VI-2.2.2 Effet de la succion sur la compressibilité .....	130
VI-2.2.3 Remarques sur les essais et les résultats obtenus .....	133
VI-2.3 Consolidation isotrope, chargement quasi-continu .....	133
VI-2.3.1 Programme d'essais .....	133
VI-2.3.2 Effet de la succion sur la compressibilité .....	134
VI-2.3.3 Remarques sur les résultats obtenus .....	135
VI-2.4 Comparaison entre les chargements par palier et quasi-continu .....	136
VI-2.5 Discussion sur l'anisotropie des échantillons de différentes succions .....	137
VI-3 ESSAIS D'EFFONDREMENT .....	140
VI-3.1 Essais d'effondrement à l'oedomètre .....	143
VI-3.1.1 Tableau synthétique .....	143
VI-3.1.2 Résultats et remarques .....	143
VI-3.2 Essais d'effondrement au triaxial .....	146
VI-3.2.1 Tableau synthétique .....	146
VI-3.2.2 Résultats et remarques .....	146
VI-4 ESSAIS DE CISAILLEMENT A $\sigma_3$ CONSTANT .....	149
VI-4.1 Programme d'essais .....	149
VI-4.2 Résistance au cisaillement et variations de volume .....	150
VI-4.2.1 Observations expérimentales .....	150
VI-4.2.2 Discussion .....	162
VI-4.3 Echange d'eau et degré de saturation .....	162
VI-4.3.1 Effet de la succion .....	162
VI-4.3.2 Effet de la contrainte de confinement .....	163

VI-4.4 Effet de la succion sur la relation entre le déviateur et la déformation de cisaillement .....	167
VI-4.5 Modules d'élasticité .....	168
VI-4.6 Chemins de contraintes totales suivis .....	170
VI-4.7 Effet de la succion sur la cohésion et l'angle de frottement ..	170
VI-4.8 Remarques sur les essais et les résultats obtenus .....	172
VI-5 ESSAIS EN CHEMINS RADIAUX .....	174
VI-5.1 Programme d'essais .....	174
VI-5.2 Effet de la succion .....	174
VI-5.2.1 Sur la résistance et le volume .....	174
VI-5.2.2 Sur l'échange d'eau et le degré de saturation .....	176
VI-5.3 Remarques sur les essais et les résultats obtenus .....	180
VI-6 CONCLUSION .....	180
CHAPITRE VII : SURFACE DE CHARGE ET ECOULEMENT PLASTIQUE .....	182
VII-1 INTRODUCTION .....	183
VII-2 DETERMINATION DES SURFACES DE CHARGE .....	186
VII-2.1 Critères de plasticité .....	186
VII-2.1.1 Synthèse de différentes méthodes .....	187
VII-2.1.1.1 Méthode de Mitchell et Wong (1970) .....	187
VII-2.1.1.2 Méthode utilisée par l'équipe de l'Université Laval .....	188
VII-2.1.1.3 Méthode utilisée par Graham et al. (1983) .....	189
VII-2.1.1.4 Méthode utilisée par Moulin (1989) .....	191
VII-2.1.1.5 Méthode utilisée par Yasufuku et al. (1991) ....	192
VII-2.1.2 Remarques sur les méthodes présentées .....	192
VII-2.1.3 détermination de la limite élastique du limon de Jossigny non saturé .....	193
VII-2.1.3.1 Essais à $\sigma_3$ constant .....	193
VII-2.1.3.2 Essais en chemins radiaux .....	200
VII-2.2 Surface de charge du limon de Jossigny compacté .....	201

VII-3 ECOULEMENT PLASTIQUE .....	207
VII-3.1 <i>Ecoulement plastique du limon de Jossigny à différentes</i> <i>succions</i> .....	208
VII-3.1.1 <i>Ecoulement plastique à <math>\eta</math> constant</i> .....	209
VII-3.1.2 <i>Ecoulement plastique à <math>\eta</math> variable</i> .....	212
VII-3.1.3 <i>Influence des chemins de contraintes sur</i> <i>la direction de l'écoulement plastique</i> .....	215
VII-3.2 <i>Mise en évidence de la condition de non-normalité</i> .....	219
VII-4 CONCLUSION .....	223
CHAPITRE VIII : REFLEXION SUR LA MODELISATION .....	225
VIII-1 INTRODUCTION .....	226
VIII-2 RAPPEL DE LA THEORIE DE LA PLASTICITE INCREMENTALE .....	227
VIII-3 DEVELOPPEMENTS DANS LA MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES .....	229
VIII-4 MODELE D'ALONSO, GENS ET JOSA (1990) .....	231
VIII-4.1 <i>Surfaces de charge définies dans le plan p-s, choix des</i> <i>paramètres d'écrouissage</i> .....	231
VIII-4.2 <i>Loi d'écrouissage et couplage entre SI et LC</i> .....	233
VIII-4.3 <i>Extension du modèle à l'état de contraintes triaxial</i> .....	235
VIII-4.4 <i>Remarques</i> .....	237
VIII-5 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU LIMON DE JOSSIGNY COMPACTE NON SATURE .....	237
VIII-5.1 <i>Surfaces de charge dans le plan p-q</i> .....	238
VIII-5.2 <i>Loi d'écoulement</i> .....	243
VIII-5.3 <i>Paramètres du modèle et leur détermination</i> .....	245
VIII-5.4 <i>Exemples en simulation numérique</i> .....	248
VIII-5.5 <i>Evolution du modèle proposé</i> .....	250
VIII-6 CONCLUSION .....	252

CONCLUSION GENERALE .....	254
ANNEXE I : RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT A $\sigma_3$ CONSTANT .....	259
ANNEXE II : COURBES DES VARIATIONS DE LA DIRECTION DE L'INCREMENT DE DEFORMATIONS .....	273
ANNEXE III : FORMULATION MATHEMATIQUE DU MODELE .....	281
ANNEXE IV : SPECTRES DIFFRACTOMETRIQUES .....	287
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	289

## INTRODUCTION

Le comportement des sols non saturés intervient dans un certain nombre de problèmes non traités par les approches de mécanique des sols classiques, et pour lesquels on se trouve souvent dépourvu d'une connaissance suffisante pour parvenir à des analyses et des solutions satisfaisantes. Une caractéristique importante en est la grande sensibilité mécanique aux variations de teneur en eau, qui peuvent engendrer d'importantes variations de volume par gonflement, effondrement ou rétraction, et modifier considérablement les propriétés de résistance : un remouillage, en affaiblissant le matériau, peut provoquer des instabilités lourdes de conséquence. Parmi les exemples de dégâts caractéristiques des sols non saturés, on peut citer les cas suivants :

- Aux Etats-Unis les dégâts annuels provoqués par les sols gonflants dépassent la somme des dégâts engendrés par les inondations, ouragans, tremblements de terre et tornades (Jones et Holtz 1973, d'après Popescu 1986).

- Au Canada, le glissement des pentes d'un remblai construit sur un limon lacustre a été observé sur plusieurs kilomètres de long, après quelques années de construction. Ce glissement s'est produit en fait à cause de la diminution de la cohésion due à la dissipation de la pression négative (Krahn et al. 1989).

- En Afrique du Sud, on a enregistré un grand nombre d'ouvrages sinistrés par des tassements différentiels dus aux racines des arbres environnants qui puisent de l'eau de façon impressionnante (300 l environ par jour pour un saule adulte), et la succion mesurée in-situ dépasse souvent PF 4,2, soit 1585 kPa (Williams et Pidgeon 1983). Ce problème lié à la végétation a été rencontré pratiquement partout dans le monde : aux Etats-Unis (Holtz 1983), en Israël (Ravina 1983), en Australie (Richards et al. 1983), et en France-même où à l'effet de la végétation s'ajoutent des années de sécheresse consécutives : en 1989 et 1990, les sinistres dus à la sécheresse ont concerné 216 communes réparties sur 17 départements (Vandangeon 1992, Blondeau 1992).

On voit maintenant la raison pour laquelle les sols non saturés, qui préoccupaient principalement les pédologues, concernent de plus en plus les géotechniciens dans les régions à climat tempéré comme dans les régions arides ou semi-arides, où on trouve rarement des sols naturels qui atteignent la saturation.

Les sols non saturés sont considérés ici comme étant les sols au sein desquels la succion est non nulle. La définition de la succion sera abordée au premier chapitre de ce rapport. Globalement, les sols non saturés les plus souvent rencontrés sont les suivants (Alonso 1987) :

- a) argiles fortement plastiques gonflantes ;
- b) latérites résiduelles et bentonites résiduelles ;
- c) dépôts alluviaux, colluviaux et aériens ;
- d) sols cimentés ou compactés.

En fait, depuis les années 60, l'étude du comportement des sols non saturés a commencé à faire l'objet d'importants travaux expérimentaux et de modélisation. Ces travaux commencent à être appliqués, en France et à l'Etranger, à la construction des remblais, autoroutes, barrages en terre, digues etc..., et au traitement des problèmes liés aux sols gonflants. Mais vu la complexité des phénomènes dans un milieu non saturé triphasique solide-eau-air, ce qui implique beaucoup de difficultés expérimentales liées à la mesure ou au contrôle de la succion, le comportement de ces sols est encore assez mal connu. Par ailleurs, les essais réalisés jusqu'à présent sont en grande partie des essais oedométriques : pour les sols gonflants, l'étude concerne la détermination du potentiel de gonflement ; et pour les autres sols, on cherche à comprendre l'effet de la succion sur la compressibilité, le couplage succion-contrainte et hydraulique-mécanique, les problèmes d'hystérésis etc.... Le peu de données expérimentales existant sur l'aspect déviatorique, limite considérablement le développement de la modélisation dans ce domaine.

C'est dans ce contexte qu'on a décidé d'effectuer une étude du comportement élastoplastique du limon de Jossigny compacté non saturé, à l'aide d'un dispositif triaxial à succion contrôlée mis au point par Suraj De Silva (1987), afin d'acquérir une bonne compréhension du comportement des sols non saturés soumis sous différents états de contraintes.

Dans la première partie, après une étude bibliographique sur la définition de la succion et du principe osmotique au niveau thermodynamique, nous présenterons les techniques de préparation des échantillon, ainsi que les appareillages (oedomètre et triaxial à succion contrôlée) utilisés dans cette étude. On y abordera les améliorations apportées au triaxial en vue de la mise au point d'un système de contrôle de volume et de l'amélioration du suivi des échanges d'eau.

Nous présenterons dans la deuxième partie une étude de la microstructure, par le biais d'essais en porosimétrie au mercure et en microscopie électronique à balayage, afin de déceler l'effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la microstructure, en tenant compte des effets liés aux variations de succion dans les phases de désaturation ou de saturation. A partir des courbes porosimétriques nous essayeront également de déterminer la courbe de rétention d'eau et la perméabilité du matériau en jeu avec des modèles existants. Cette étude microscopique servira essentiellement d'outil permettant de mieux comprendre les phénomènes observés au cours des manipulations expérimentales mécaniques.

Le but du programme d'essais mécaniques réalisé est la détermination des surfaces de charge du matériau à différents niveaux de succion. Ceci implique la réalisation d'essais suivant différents chemins de contraintes : cisaillement à contrainte de confinement constante et suivant des chemins radiaux, consolidation isotrope, consolidation anisotrope. En parallèle, le phénomène d'effondrement typique des sols non saturés sera à l'oedomètre et au triaxial.



Le chapitre VI sera consacré à la description des résultats issus d'une trentaine d'essais réalisés aux appareils à succion contrôlée mentionnés précédemment. Ces résultats permettront de présenter au chapitre VII un développement dans le cadre de la théorie d'élastoplasticité, comprenant la détermination des surfaces de charge, l'étude de la loi d'écoulement plastique etc....

Le dernier chapitre à l'adaptation du modèle d'Alonso et al., au comportement des sols compactés non saturés en abordant en particulier les différents écrouissages rencontrés, et en discutant également les aspect d'anisotropie initiale et induite dont on montre qu'ils sont caractéristiques des sols compactés.

## **PREMIERE PARTIE**

### **TECHNIQUES EXPERIMENTALES**



Afin de disposer des fondements de la technique osmotique de contrôle de succion, on replace tout d'abord le principe osmotique dans un cadre thermodynamique (chapitre I). Avant de présenter l'application de ce principe au développement de l'appareillage à succion contrôlée pour étudier le comportement des sols non saturés, on aborde ensuite les diverses techniques de fabrication et de préparation des échantillons pour les différents essais (chapitre II). On insistera en particulier sur la technique de compactage au laboratoire, et sur les modifications apportées aux modes de préparation trouvés dans la littérature.

On présente au troisième chapitre l'oedomètre et le triaxial à succion contrôlée, développés initialement au CERMES par Suraj de Silva (1987), et adaptés pour notre étude du comportement du limon de Jossigny compacté, auquel seront appliquées des conditions de succion contrôlée. On détaillera là aussi les modifications apportées, en particulier en ce qui concerne la technique de mesure des variations de volume des échantillons non saturés. On exposera également dans ce chapitre les procédures d'essais permettant d'étudier le comportement de ce limon compacté dans un cadre élastoplastique.



## CHAPITRE 1

### DESCRIPTION DU PRINCIPE OSMOTIQUE DU POINT DE VUE THERMODYNAMIQUE



## I-1 INTRODUCTION

On définit en général la succion comme la différence de pression entre l'air et l'eau, qui se traduit par une remontée d'eau dans un tube capillaire dont une extrémité est plongée dans l'eau. Cette pression négative (l'eau est sous tension dans ce cas) peut être exprimée dans le cas d'un tube capillaire cylindrique, par la loi de Jurin :

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos\theta}{r} \quad (I-1)$$

où  $u_a$  est la pression d'air,  $u_w$  la pression d'eau,  $\sigma$  la tension de la surface eau-air qui vaut 0,073 N/m pour l'eau,  $r$  le rayon du tube,  $\theta$  l'angle de raccordement qu'on prend souvent égal à zéro pour l'eau. De cette relation découle la méthode de surpression d'air, qui est largement utilisée dans l'étude du comportement hydro-mécanique des sols non saturés comme technique de contrôle de succion, et qui consiste à appliquer une pression positive à l'eau interstitielle ( $u_w > 0$ ); ceci permet d'obtenir une valeur de succion  $u_a - u_w$  positive, en espérant avoir un effet équivalent. De ce fait, cette méthode est aussi appelée méthode de translation d'axe.

Il existe une autre méthode de contrôle de succion, dite méthode osmotique, qui sera utilisée dans nos études, et qui consiste à faire varier  $u_w$  dans le sens négatif en appliquant à l'eau du sol une succion à l'aide de l'utilisation d'une membrane semi-perméable et d'une solution de molécules de grosses dimensions ne pouvant traverser la membrane. Il semble que cette méthode s'approche plus de la réalité que la précédente, puisqu'elle simule directement ce qui se passe sur le terrain : la variation de succion d'un massif est liée complètement au transfert d'eau dont la cause peut être la précipitation, l'infiltration, l'évaporation, la végétation, etc..

La nature des phénomènes intervenant dans le procédé osmotique est telle qu'il est intéressant de replacer cette méthode dans un cadre thermodynamique.

Certes, la température joue un rôle essentiel en thermodynamique, et en fonction de l'échelle du système envisagé, la contrainte, la déformation etc.



peuvent aussi intervenir. Autrement dit, on peut modéliser un essai triaxial à succion contrôlée dans un seul système où interviennent le comportement des sols et de la solution osmotique ainsi que les conditions aux limites. Mais, dans un but de la simplicité, il s'avère plus commode d'étudier à priori les propriétés de la solution dans des conditions isothermes et en absence de sollicitation extérieure, et de les appliquer par la suite comme des conditions aux limites.

## I-2 DU POTENTIEL CHIMIQUE A LA LOI DE KELVIN

Le premier principe de la thermodynamique concerne la conservation d'énergie, qui ne prend en compte que l'état initial et l'état final du système. Quant à son évolution, c'est au deuxième principe de la décrire. Avec ce dernier, on peut envisager de faire intervenir la notion de succion qui est liée à une transformation irréversible d'un système.

### I-2.1 Rappel du deuxième principe de la thermodynamique

Tout système est caractérisé par une fonction d'état  $S$  appelée entropie. Lorsqu'un système isolé est le siège de transformations irréversibles, son entropie augmente. Lorsque le maximum est atteint, le système est en équilibre.

On peut établir la relation entre l'entropie et les variables d'état telles que l'énergie interne  $U$ , le volume  $V$ , et d'autres variables  $N$ , de la façon suivante:

Considérons un système isolé simple avec deux compartiments connectés A et B; avant l'équilibre, on a :

$$dS_A = \left( \frac{\partial S_A}{\partial U_A} \right)_{V_A} dU_A + \left( \frac{\partial S_A}{\partial V_A} \right)_{U_A} dV_A \quad (I-2)$$

$$dS_B = \left( \frac{\partial S_B}{\partial U_B} \right)_{V_B} dU_B + \left( \frac{\partial S_B}{\partial V_B} \right)_{U_B} dV_B \quad (I-3)$$

dans le cas d'un système isolé :

$$dU_A + dU_B = 0 \quad (I-4)$$

$$dV_A + dV_B = 0 \quad (I-5)$$

On a donc :

$$dS = \left[ \left( \frac{\partial S_A}{\partial U_A} \right)_{V_A} - \left( \frac{\partial S_B}{\partial U_B} \right)_{V_B} \right] dU_A + \left[ \left( \frac{\partial S_A}{\partial V_A} \right)_{U_A} - \left( \frac{\partial S_B}{\partial V_B} \right)_{U_B} \right] dV_A = 0 \quad (I-6)$$

A l'équilibre,  $dS=0$ . Il en résulte les deux équations suivantes :

$$\left( \frac{\partial S_A}{\partial U_A} \right)_{V_A} = \left( \frac{\partial S_B}{\partial U_B} \right)_{V_B} \quad (I-7)$$

$$\left( \frac{\partial S_A}{\partial V_A} \right)_{U_A} = \left( \frac{\partial S_B}{\partial V_B} \right)_{U_B} \quad (I-8)$$

Les équations I-7 et I-8 peuvent s'assimiler aux équations d'équilibre en température et en pression respectivement. C'est-à-dire à l'équilibre,

$$T_A = T_B \quad (I-9)$$

$$P_A = P_B \quad (I-10)$$

si bien qu'on peut définir :

$$\left( \frac{\partial S}{\partial U} \right)_{V,X} = \frac{1}{T} \quad (I-11)$$

$$T \left( \frac{\partial S}{\partial V} \right)_{U,X} = P \quad (I-12)$$

$$- T \left( \frac{\partial S}{\partial X} \right)_{U,V} = X \quad (I-13)$$

où  $x$  et  $X$  sont des variables d'état.

d'où

$$dS = \frac{dU}{T} + \frac{P}{T} dV - \frac{X}{T} dx \quad (I-14)$$

ou

$$dU = TdS - PdV + Xdx \quad (I-15)$$

Dans les conditions isothermes et isobares, on a la définition de l'enthalpie libre (fonction de Gibbs) exprimée par l'équation suivante :

$$G = U + PV - TS \quad (I-16)$$

En reportant l'équation I-15 dans la dérivée de l'équation I-16, on trouve la différentielle de l'enthalpie libre :

$$dG = VdP - SdT + Xdx \quad (I-17)$$

### *I-2.2 Définition du potentiel chimique et la loi de Kelvin*

Considérons une boîte hermétique dont la moitié est remplie d'eau liquide, et l'autre de vapeur d'eau. Au cours de la transformation, l'eau liquide ne cesse d'émettre des molécules d'eau à la phase gazeuse jusqu'au moment où l'entropie du système atteint son maximum. Dans ce cas, l'équation I-17 devient :

$$dG = VdP - SdT + \mu dn \quad (I-18)$$

où  $n$  désigne le nombre de mole,  $\mu$  est une variable d'état appelée potentiel chimique. Par définition, on a :

$$\mu = \left( \frac{\partial G}{\partial n} \right)_{P,T} \quad (I-19)$$

Supposons maintenant un système dans lequel on n'a que du gaz parfait, l'équation I-17 prend en l'occurrence la forme simple suivante :

$$dG = VdP - SdT \quad (I-20)$$

En nous plaçant dans la condition isotherme, tenant compte de l'équation d'état pour les gaz parfaits :

$$PV = nRT \quad (I-21)$$

où R est la constante des gaz parfaits. On arrive à l'équation différentielle

$$dG = \frac{nRT}{P} dP \quad (I-22)$$

Après intégration, I-22 devient :

$$G = G^\circ(T) + nRT \ln P \quad (I-23)$$

où  $G^\circ(T)$  est l'enthalpie libre de référence dépendant de la température, qui représente la valeur de G pour  $P = 1 \text{ atm.}$

Dérivant l'équation I-23 par rapport à n et prenant en compte de la définition du potentiel chimique (I-19), on parvient à l'expression du potentiel chimique des gaz parfaits :

$$\mu = \mu^\circ(T) + RT \ln P \quad (I-24)$$

Sous l'hypothèse que la vapeur d'eau se comporte comme un gaz parfait, en prenant cette fois-ci la pression de vapeur saturante pour référence, on suit une procédure analogue, et on aboutit sans difficulté à l'équation suivante :

$$\mu_w = RT \ln(P/P_o) \quad (I-25)$$

où  $\mu_w = \mu - \mu^\circ$  est le potentiel chimique relatif par rapport à la vapeur d'eau saturante, et  $P_o$  la pression de vapeur saturante. On aboutit ainsi à l'énoncé de la loi de Kelvin qui décrit la relation entre la succion et l'humidité relative :

$$\psi = \frac{\mu_w}{gM} = \frac{RT}{gM} \ln\left(\frac{P}{P_o}\right) \quad (I-26)$$

où  $g$  est l'accélération gravitaire ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ),  $M$  la masse molaire de l'eau ( $18 \times 10^{-3} \text{ kg/mol}$ ),  $\psi$  la succion exprimée en mètre d'eau.

### I-2.3 - Définition de la succion au niveau thermodynamique

A la lumière de la loi de Kelvin (I-26), il est convenu de considérer la succion comme une pression nécessaire pour ramener la pression de la vapeur d'eau à la pression de vapeur saturante. En d'autres termes, pour ramener l'humidité relative  $\frac{P}{P_s}$  à 100 %.

### I-3 PRINCIPE OSMOTIQUE

Prenons une solution de deux constituants volatils  $A_1$  et  $A_2$ . La fraction molaire, la pression partielle, le potentiel chimique de  $A_1$  dans la vapeur sont désignés respectivement par  $X_1$ ,  $P_1$  et  $\mu_1$ . Dans la phase liquide ils sont définis par  $X'_1$ ,  $P'_1$ , et  $\mu'_1$ . On a donc immédiatement :

$$\begin{cases} X_1 + X_2 = 1 & \text{pour la vapeur} \\ X'_1 + X'_2 = 1 & \text{pour le liquide} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{(I-27)} \\ \text{(I-28)} \end{matrix}$$

Une solution liquide est appelée solution idéale si l'équation suivante s'applique :

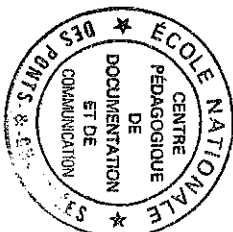
$$\mu'_1 = \mu_1^\circ(T, P) + RT \ln X'_1 \quad \text{(I-29)}$$

En assimilant les vapeurs de deux constituants aux gaz parfaits, on a immédiatement l'équation suivante pour la phase gazeuse :

$$\mu_1 = \mu_1^\circ(T) + RT \ln P_1 \quad \text{(I-30)}$$

A l'équilibre, on doit avoir pour chaque constituant le même potentiel chimique dans deux phases (liquide et gazeuse) :

$$\mu_1^\circ(T) + RT \ln P_1 = \mu_1^\circ(T, P) + RT \ln X'_1 \quad \text{(I-31)}$$



d'où

$$\ln\left(\frac{P_1}{X_1}\right) = \frac{\mu_1^\circ(T, P) - \mu_1^\circ(T)}{RT} \quad (I-34)$$

Pour une solution pure, on a  $X_1' = 1$ , ce qui se traduit par :

$$P_1 = P_{ol}(T) \quad (I-35)$$

où  $P_{ol}$  est la pression de vapeur saturante de  $A_1$  à température  $T$ . En comparant I-34 et I-35, on arrive à la loi de Raoult :

$$P_1 = P_{ol}(T) x_1' \quad (I-36)$$

Cette loi signifie que la pression partielle est proportionnelle à la fraction molaire.

Prenons maintenant une solution aqueuse dont le soluté est non volatil. Ainsi, la pression partielle dans I-36 devient la pression totale. Imaginons deux récipients A et B contenant respectivement la solution aqueuse (solution PEG 20000 par exemple) et l'eau pure, séparés par une membrane semi-perméable qui ne laisse passer que de l'eau (les molécules de PEG sont empêchées, vu leur taille bien plus grande que la taille des pores de ce type de membrane). Ce modèle est schématisé sur la figure I-1.

Ainsi de deux côté, on a une différence du potentiel chimique à  $t=0$  :

$$\mu = RT \ln X_A \quad (I-37)$$

où  $X_A$  est la fraction molaire de l'eau dans la solution. Il s'ensuit un échange d'eau de B à A, accompagné d'une remontée de niveau dans le récipient A. A l'équilibre, le déficit  $\mu$  est compensé par la différence de la hauteur entre A et B. Donc on a

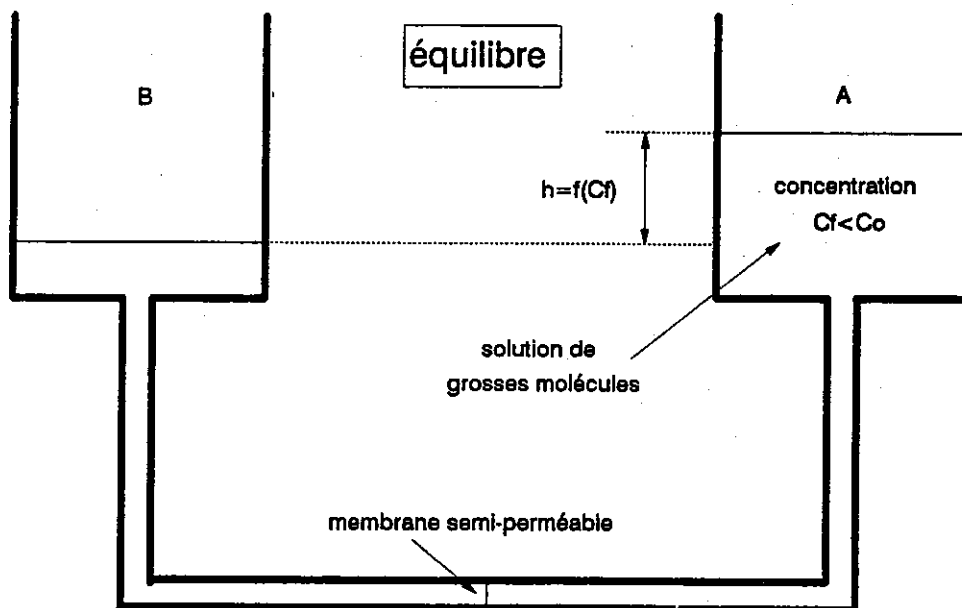
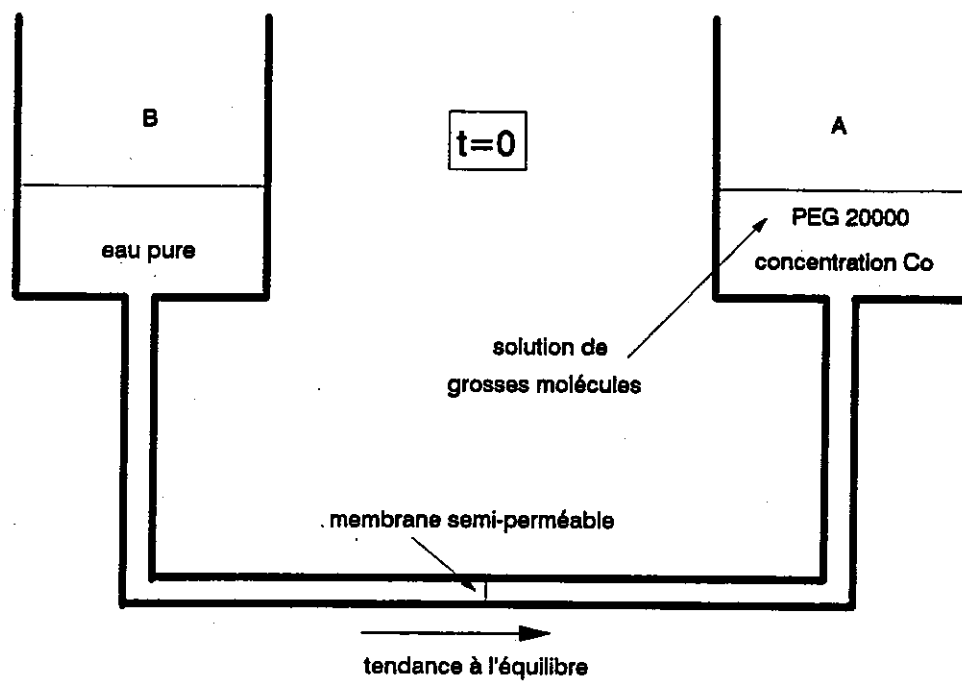


Figure I-1 : Principe osmotique

$$h V_0 + RT \ln X_A = 0 \quad (I-38)$$

où  $V_0$  est le volume molaire d'eau qui est approximativement de  $1,8 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{mol}$ . L'équation I-38 nous donne :

$$h = - \frac{RT}{V_0} \ln X_A \quad (I-39)$$

Cette équation est la base du principe osmotique. Cette hauteur  $h$  est appelée par définition la succion. On note qu'en vertu de I-39, la succion est d'autant plus grande que la fraction molaire de l'eau est petite ou la concentration du soluté (PEG 20 000) est grande. Il paraît également important de noter que cette succion osmotique est une pression fictive qui ne s'exerce pas réellement dans la solution. On ne peut la mettre en évidence qu'à l'aide d'une membrane semi-perméable. Ainsi, l'essentiel du choix de ce type de membrane est la taille des micro-pores suffisamment petits pour que le soluté ne la traverse pas.

#### I-4 DISCUSSION SUR LE COEFFICIENT D'ACTIVITE

Sur la figure I-2, on montre la courbe qui représente la relation entre la succion et la concentration pour la solution de PEG 20 000 en prenant la formule I-39, ainsi que la courbe expérimentale dont la méthode de détermination sera discutée ultérieurement. On est immédiatement étonné par le grand écart observé entre les deux courbes. Cela prouve que la solution PEG 20 000 est très loin de la solution idéale. Il est donc nécessaire de modifier l'équation I-29 pour qu'elle s'adapte à la solution réelle. On remplace purement et simplement en l'occurrence la fraction molaire avec une autre variable dite activité :

$$\mu = \mu^\circ + RT \ln a \quad (I-40)$$

avec

$$a = f(X,T) X \quad (I-41)$$

où  $f$  est le coefficient d'activité, qui est dépendant de la fraction molaire et de la température. Ce coefficient est déterminé à partir de la figure I-2,



et il est figuré sur la figure I-3, pour le PEG 20000. Si l'on considère la loi de Raoult (équation I-36), nul ne nous empêche de définir l'activité comme une humidité relative pour la vapeur réelle.

#### I-5 UTILISATION DE LA SOLUTION DE PEG POUR LE CONTROLE DE SUCCION

La procédure de dérivation de l'équation I-39 est une méthode directe permettant de déterminer l'activité ou la succion d'une solution aqueuse. Pour des raisons de précision et de facilité de la manipulation, le tube capillaire destiné à mesurer la remontée d'eau est souvent remplacé par un piston équipé d'un capteur de force (Bertin, 1981). Cette méthode avec des mesures directes peut fournir des courbes de calibration de référence, de sorte qu'on puisse les employer dans les méthodes indirectes.

La méthode indirecte est basée sur l'équation I-40. Dans un système fermé, d'après ce qu'on a présenté précédemment, l'activité de l'eau à l'équilibre doit être partout la même quelque soit le nombre de différentes solutions dans ce système. Cela signifie :

$$f_1(X_1) X_1 = f_2(X_2) X_2 = f_3(X_3) X_3 = f_n(X_n) X_n \quad (I-42)$$

En conséquence, connaissant la concentration des solutions et ayant une référence, il n'est pas difficile d'en déduire l'activité des autres solutions.

Cette dernière méthode, appelée méthode isotonique par Sinclair et Robinson (1933, d'après Scatchard et al. 1938) est la méthode la plus utilisée maintenant. Scatchard et al. (1938) ont fabriqué un appareil permettant de déterminer en même temps l'activité de cinq solutions différentes avec un contrôle très fin en utilisant la solution de chlorure de sodium comme référence.

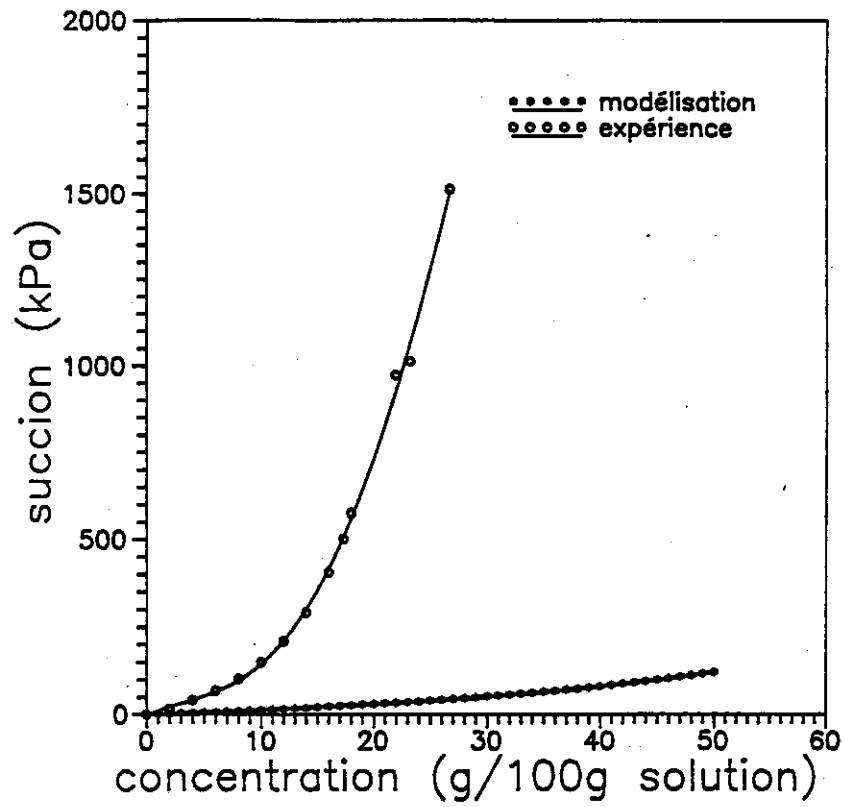


Figure I-2 : Succion en fonction de la concentration du PEG 20000

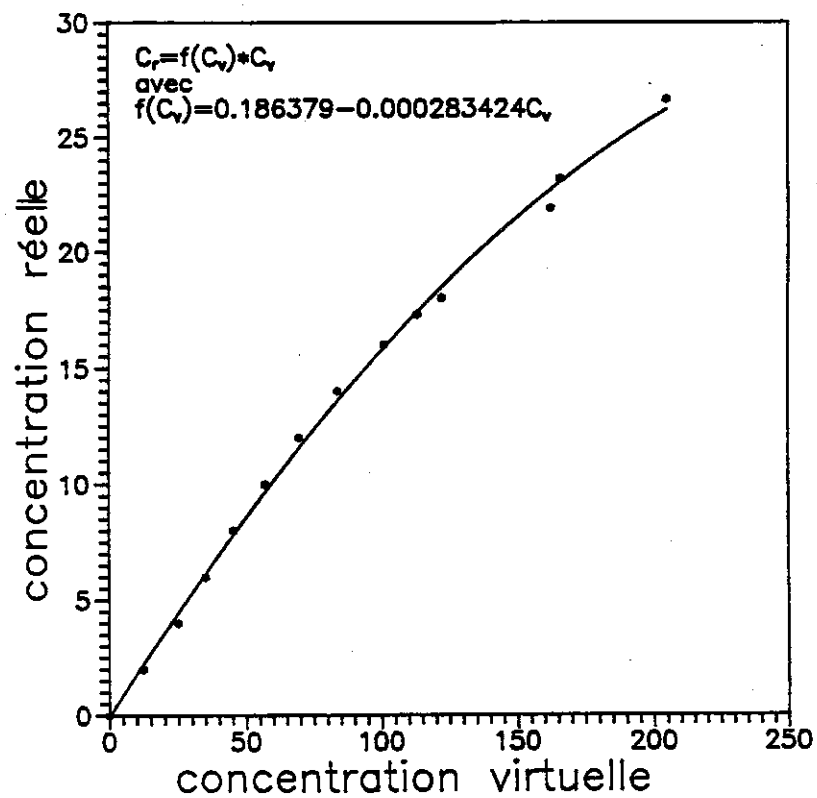


Figure I-3 : Activité de la solution PEG 20000

## I-6 CONTROLE DE SUCCION A L'AIDE DU PRINCIPE OSMOTIQUE DANS L'ETUDE DES SOLS NON SATURES

S'appuyant sur le principe de la détermination directe de l'activité d'une solution décrit dans la partie I-5, les agronomes (Peck et Rabbidge 1966, Zur 1965) ont pour la première fois employé la solution PEG pour contrôler la succion dans un sol. Dans ce cas, il suffit de mettre en contact la solution étalonnée en fonction de la concentration avec le sol à travers une membrane semi-perméable. Suite au déficit de potentiel chimique de l'eau entre la solution et le sol, un échange d'eau va s'ensuivre jusqu'à l'équilibre de deux côtés. Le schéma de ce principe est illustré sur la figure I-4.

Kassif et Ben Shalom (1971) ont pour la première fois appliqué cette technique à la géotechnique. Ils ont conçu un oedomètre à succion contrôlée pour étudier la relation entre la pression de gonflement d'un sol gonflant et la succion. L'application aux essais triaxiaux a été développée par Komornik et al. (1980) sur des échantillons cylindriques creux, et Delage et al. (1987) sur des échantillons conventionnels.

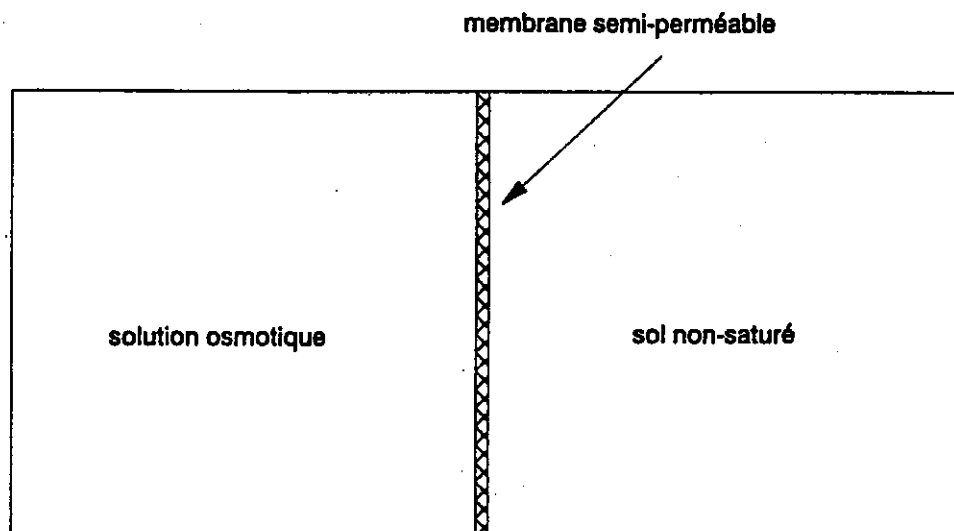


Figure I-4 : Application du principe osmotique aux sols non saturés  
(Zur 1965)

## I-7 CONCLUSION

Cette étude bibliographique permet d'avoir une bonne compréhension du principe osmotique dans le cadre de la théorie thermodynamique, avec laquelle on pourra bien comprendre le rôle de la succion dans un milieu triphasique sol-air-eau.

L'importance de la membrane semi-perméable est mise en évidence. L'utilisation de la solution de PEG de molécules relativement grandes permet de choisir des membranes de grande dimension de pores, et donc de diminuer son influence sur la perméabilité.



## **CHAPITRE II**

### **PROCEDURES DE PREPARATION DES ECHANTILLONS**



On présente ici les caractéristiques du sol étudié, ainsi que les différentes procédures de préparation d'échantillons, tant pour l'étude mécanique à succion contrôlée que microstructurale.

## II-1 CARACTERISTIQUES DU LIMON DE JOSSIGNY

Dans le tableau II-1, on présente les propriétés du sol étudié. Il s'agit d'un limon argileux peu plastique.

Tableau II-1 Caractéristiques du limon de Jossigny

$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)	% < 2 $\mu m$	% > 80 $\mu m$	$w_{opt}$ (%)	$\gamma_{d\ opt}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
37	19	18	34	4	18	16,7	27,2

Les courbes granulométrique et de compactage à l'énergie Proctor normale sont montrées sur la figure II-1.

## II-2 APPAREILLAGE ET SYSTEME DE CONTROLE

### II-2.1 Presse de compactage

Afin de réaliser un compactage statique, on utilise une presse pour essais triaxiaux classiques, du type ELE, qui a une capacité de 50 kN et une gamme de vitesses nominales de 0,0001 à 5 mm/min. L'avantage de l'utilisation de ce type de presse est qu'à part la large gamme de vitesses permettant de compacter le sol à très faible vitesse, on dispose d'un réglage manuel du niveau de plateau, qui est très pratique pour la mise en contact initial entre le capteur de force et le piston.

### II-2.2 Moule et piston

Le moule a un diamètre intérieur de 38mm, égal au diamètre de l'échantillon, une épaisseur de 18 mm, suffisamment forte pour assurer une déformation latérale pratiquement nulle, et une longueur de 400 mm, égale à la longueur de deux pistons utilisés, qui ont un diamètre légèrement inférieur à



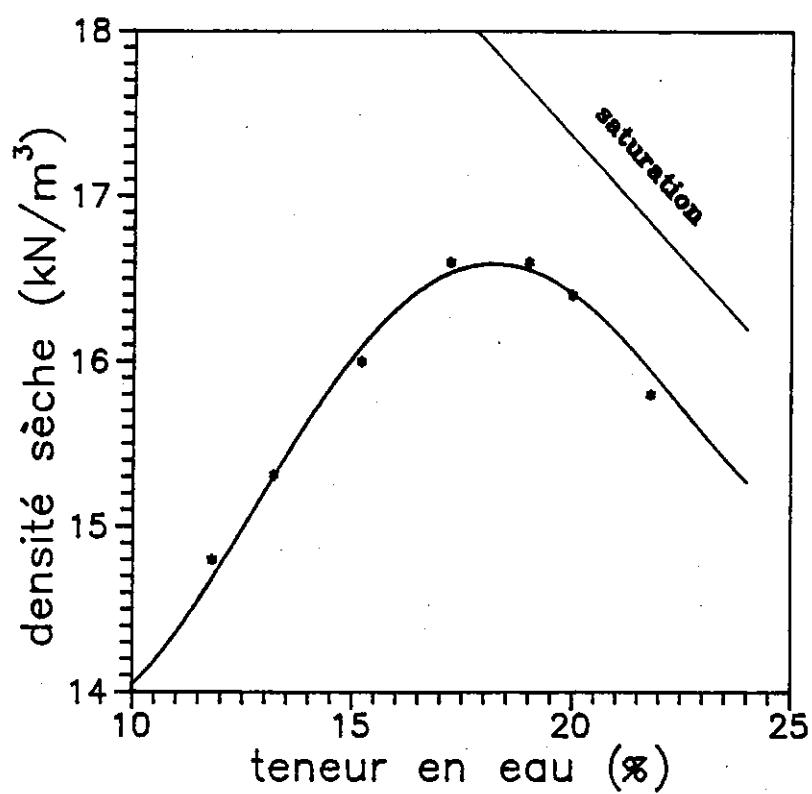
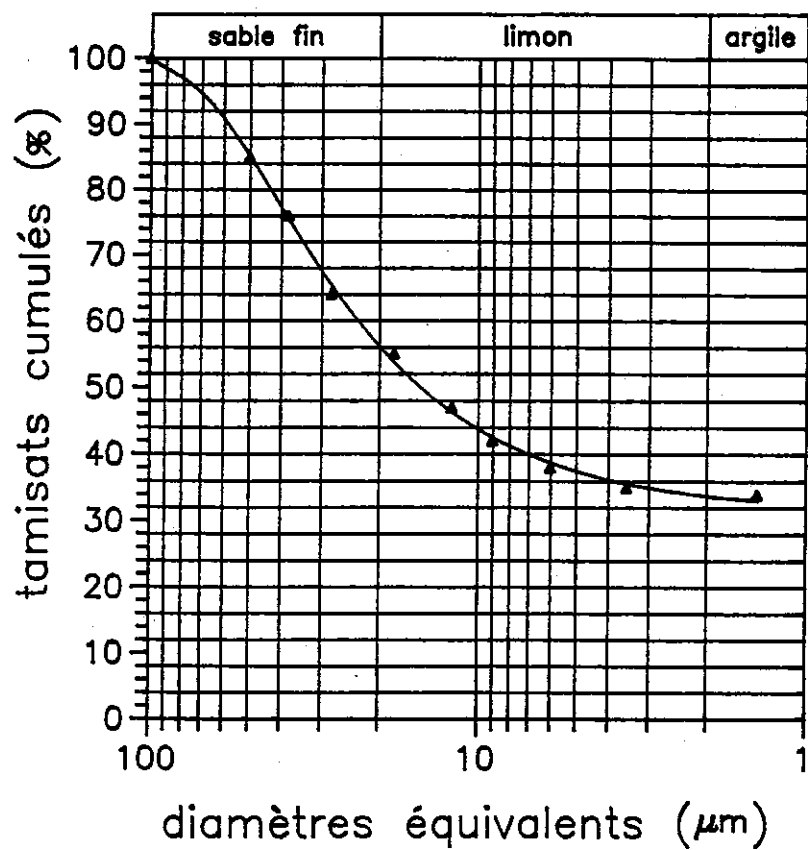


Figure II-1 : Courbe granulométrique et courbe Proctor du limon de Jossigny

celui intérieur du moule, soit 37,6 mm. Le jeu de 0,4 mm entre le piston et le moule est destiné à laisser s'échapper à l'air au cours du compactage.

### II-2.3 Capteur de force et capteur de déplacement

Le capteur de force qu'on utilise tout au long de cette étude pour le compactage est du type Schlumberger, avec une étendue de mesure de 250 kg, et une sortie analogique de 10 volts. On signale l'ordre de grandeur élevé du voltage de sortie est favorable à l'acquisition de données fiables. Un faible signal dû à une faible sortie analogique augmente l'incertitude des données.

Le capteur de déplacement a une course de 10 cm, et une sortie analogique de 10 volts. En fait, le tassement maximal de l'échantillon pendant le compactage étant de l'ordre de 20 mm, il serait préférable de choisir une course plus petite. Dans notre cas, après avoir vérifié la stabilité de la vitesse de montée du plateau de la presse, on a effectué le plus souvent le contrôle du déplacement par le temps.

### II-2.4 Table traçante

L'instrument d'enregistrement est un X-Y recorder BD 91, qui a une gamme de sensibilité de 0,05 mV/cm à 5 V/cm.

## II-3 PRESENTATION DE LA METHODE DE COMPACTAGE A CONTRAINTE CONTROLEE

L'objectif de toutes les méthodes de préparation d'échantillon utilisées au laboratoire est bien évidemment de reconstituer des échantillons bien homogènes et donc reproductibles. Cela est effectivement difficile à assurer si la reconstitution se fait par compactage, car le contrôle de la densité et de la teneur en eau est très délicat, à cause de la difficulté d'une part de contrôler la hauteur finale exacte après le compactage, et d'autre part d'obtenir la teneur en eau finale voulue, en raison de l'évaporation. De plus, le problème de frottement ne peut qu'accentuer cette difficulté.

Camapum de Carvalho et al. (1987) ont fait une étude sur les méthodes de compactage. Parmi les méthodes statiques, ils ont remarqué que l'utilisation d'un moule revêtu d'une membrane favorise beaucoup l'homogénéité de l'échantillon, et que le compactage en plusieurs couches s'avère être aussi une bonne méthode.

On adapte dans notre procédure cette dernière méthode. Le procédé décrit et utilisé par Suraj de Silva (1987) consistait à compacter le sol en trois couches avec un système à double piston en contrôlant la hauteur de chaque couche. Or, la lecture sur la hauteur est au dixième de millimètre près. L'observation de la courbe de la figure II-2 qui donne les variations de la contrainte appliquée en fonction du déplacement axial pendant le compactage montre qu'une petite incertitude sur la hauteur peut engendrer une incertitude quatre ou cinq fois plus grande sur la contrainte. A partir de cette observation, on propose une méthode dite de compactage à contrainte contrôlée, qui consiste à appliquer aux trois couches la contrainte qui est déterminée sur la première couche par un compactage à déformation contrôlée. Cette méthode permet non seulement d'obtenir des échantillons de bonne hauteur finale, mais aussi de bien connaître l'histoire de contraintes appliquées au sol.

On note qu'il est important de minimiser au cours du compactage le taux d'évaporation dû essentiellement à la différence d'humidité relative entre le sol et l'air ambiant. Dans notre cas, la manipulation s'est faite à température (20 °c) et à humidité relative contrôlée (75%).

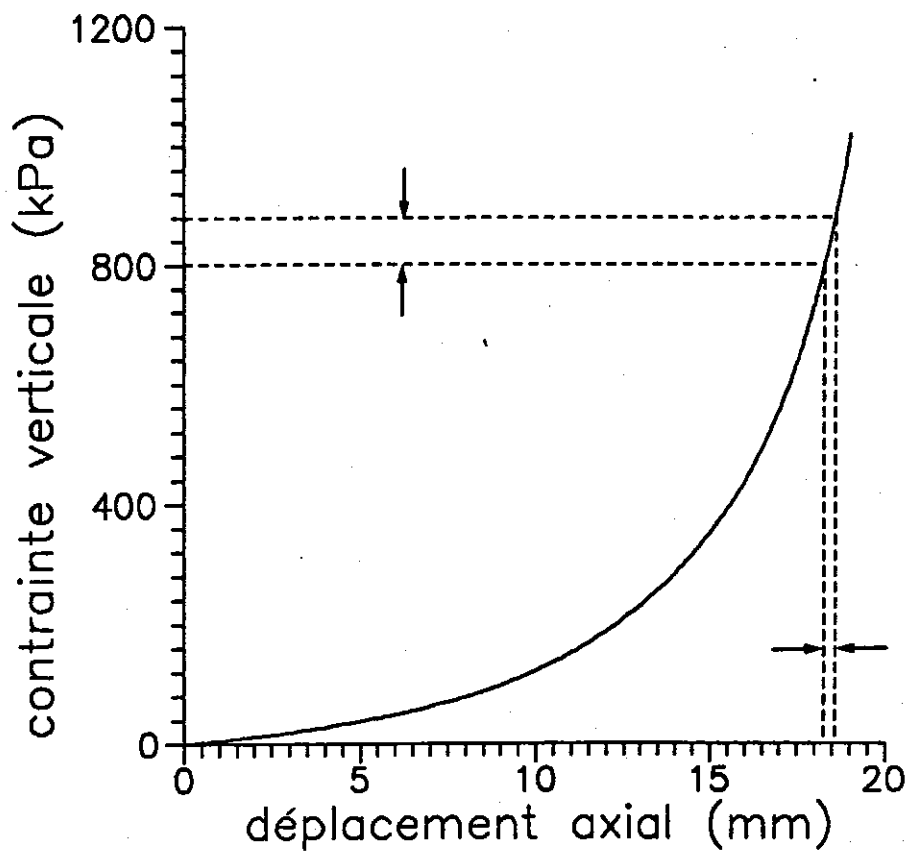


Figure II-2 : Précision de la méthode de compactage à contrainte contrôlée

## II-4 PROCEDURES DE PREPARATION DES ECHANTILLONS

### II-4.1 poudre de sol à teneur en eau voulue

Le processus de préparation du sol a été présenté dans la thèse de Suraj de Silva (1987). On en fait ici un succinct rappel :

- broyage du sol prélevé du site et séché dans les conditions ambiantes ;
- tamissage à 400  $\mu\text{m}$  ;
- détermination de la teneur en eau initiale du sol tamisé ;
- pour un point sur la courbe de compactage défini, et pour un poids total final du sol voulu, calcul de la quantité d'eau à rajouter;

- e) mélange de l'eau avec le sol en plusieurs couches, afin d'avoir une bonne distribution d'eau au sein du sol;
- f) conservation du sol dans une boîte hermétique pendant 24 heures en vue de l'homogénéisation de la teneur en eau.

#### II-4.2 Compactage

Comme décrit précédemment, pour des échantillons triaxiaux, le compactage se fait en utilisant la méthode de contrainte contrôlée, en trois couches dont les interfaces sont scarifiées pour assurer une bonne continuité. Pour minimiser le frottement entre le sol et la paroi du moule, il est indispensable de mettre une petite couche de graisse bien homogène sur la paroi.

On compacte le sol statiquement de deux côtés, sur une presse à vitesse contrôlée suffisamment faible pour que l'air ait le temps de s'échapper. L'importance de cette vitesse sera discutée ultérieurement. L'ensemble de l'équipement est montré sur la figure II-3.

Finalement, l'échantillon est soigneusement démoulé. Après la prise de poids et de volume, il est enveloppé d'un film plastique et conservé dans une boîte hermétique pendant au moins 24 heures pour parvenir à l'équilibre hydrique au sein de l'échantillon. On signale que cette méthode permet de maintenir strictement constant le poids de l'échantillon.

En ce qui concerne les échantillons destinés aux essais oedométriques, le compactage se fait, contrairement à la mise en forme des échantillons triaxiaux, en une seule couche avec un moule de 70mm de diamètre et un piston de diamètre légèrement inférieur, car vu sa faible épaisseur (2cm), le problème d'hétérogénéité se pose moins.

#### II-4.3 Echantillons compactés à différentes teneurs en eau

La procédure globale pour ce type d'échantillons est la même que ce qui est décrit ci-dessus. Pour ce faire, il suffit de choisir les points correspondants sur la courbe Proctor. Dans nos cas, la plupart sont compactés à l'Optimum, et destinés essentiellement aux essais triaxiaux à succion contrôlée. Des deux côtés de l'Optimum, deux points ont été choisis de telle sorte que leur teneur en eau soit différentes, et que leur densité sèche soit la même. Ces deux derniers échantillons, du côté sec ( $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 15,2\%$ ) et du côté humide ( $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 21,6 \%$ ), ont été préparés pour l'étude de la microstructure.

La particularité dans ces manipulations est qu'il fallait régler la vitesse de compactage en fonction de la teneur en eau. Si la vitesse est trop grande pour une teneur en eau choisie, le compactage est souvent perturbé par le fait que l'échappement d'air est empêché par la grande quantité d'eau accumulée sur les deux extrémités de l'échantillon. Après plusieurs tests, on a adopté une valeur de 0,3mm/mn pour le côté sec et à l'Optimum, et de 0,15mm/mn pour le côté humide.

#### II-4.4 Echantillons avec mise à succion préalable.

A part quatre échantillons destinés aux essais oedométriques pour lesquels la mise à succion peut se faire dans la cellule tout en contrôlant la variation de volume, les échantillons pour les essais triaxiaux sont mis à la succion voulue préalablement. Pour ce faire, on enveloppe l'échantillon avec la membrane semi-perméable, et on immerge l'ensemble dans la solution correspondant à la succion voulue pendant 10 jours environ (Suraj de Silva 1987, Delage et al. 1992). On présente quelques points importants ainsi que la modification apportée dans le but d'éliminer d'éventuelles fuites.

a) Vu que le transfert d'eau se fait sous un gradient de succion entre la solution et le sol à travers la membrane, il est important d'assurer le bon contact entre la membrane et le sol. Cela se fait en appuyant légèrement la membrane mouillée qui enveloppe l'échantillon, afin de chasser l'air existant

entre les deux.

b) La concentration et donc la succion changent avec l'évaporation et la condensation, qui sont liées respectivement au déficit de l'humidité et à la variation de température. Il est donc nécessaire de contrôler la concentration fréquemment en ajoutant éventuellement la quantité d'eau nécessaire. Pour éviter au maximum les effets parasites dus au contrôle, les mises à succion se sont déroulées à une humidité relative assez élevée (75%) et à une température constante ( $20 \pm 0,5^\circ\text{C}$ ).

c) La modification la plus importante apportée à la méthode utilisée par Suraj de Silva réside dans la façon d'envelopper l'échantillon avec la membrane semi-perméable. La technique de Suraj de Silva consiste à fermer hermétiquement la membrane de deux côtés avec de petites pinces spéciales. Mais on a constaté que dans ce cas il est très délicat d'assurer l'étanchéité. Il y a souvent des fuites à cause de la fermeture délicate, et un tel problème fait perdre normalement une semaine de travail. On a amélioré cette technique par la suppression du noeud inférieur en repliant la membrane vers le haut afin que les deux extrémités soient hors solution.

d) On rappelle aussi l'importance du rôle de la pénicilline dans la prévention des bactéries, et la nécessité de l'agitation de la solution pendant ce processus. En effet, sur un niveau donné dans la solution, la densité change légèrement en raison d'une éventuelle hétérogénéité locale de la solution PEG. Sur la figure II-4, on montre la variation de densité mesurée avec un densimètre pendant plus de 40 jours. On constate que la variation est importante dans les premières 48 heures, et que la solution devient ensuite pratiquement stable. De ce fait, il est important de préparer la solution 48 heures avant l'utilisation.

On note que cette méthode de préparation des échantillons permet également de déterminer la courbe de rétention d'eau comme indiquée sur la figure II-5. L'incertitude sur cette courbe est due essentiellement aux différences de teneur en eau et de densité initiale des échantillons utilisés. En fait, on peut aussi employer un seul échantillon pour avoir une courbe plus régulière.

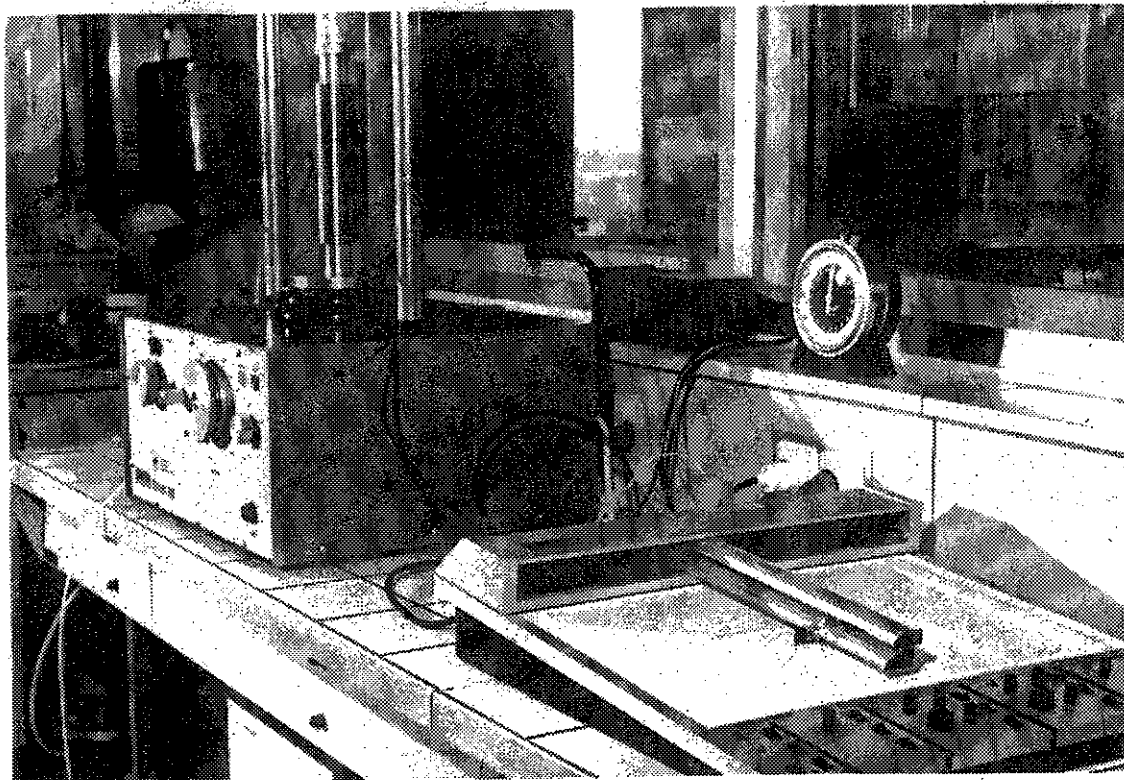


Figure II-3 : Compactage en cours

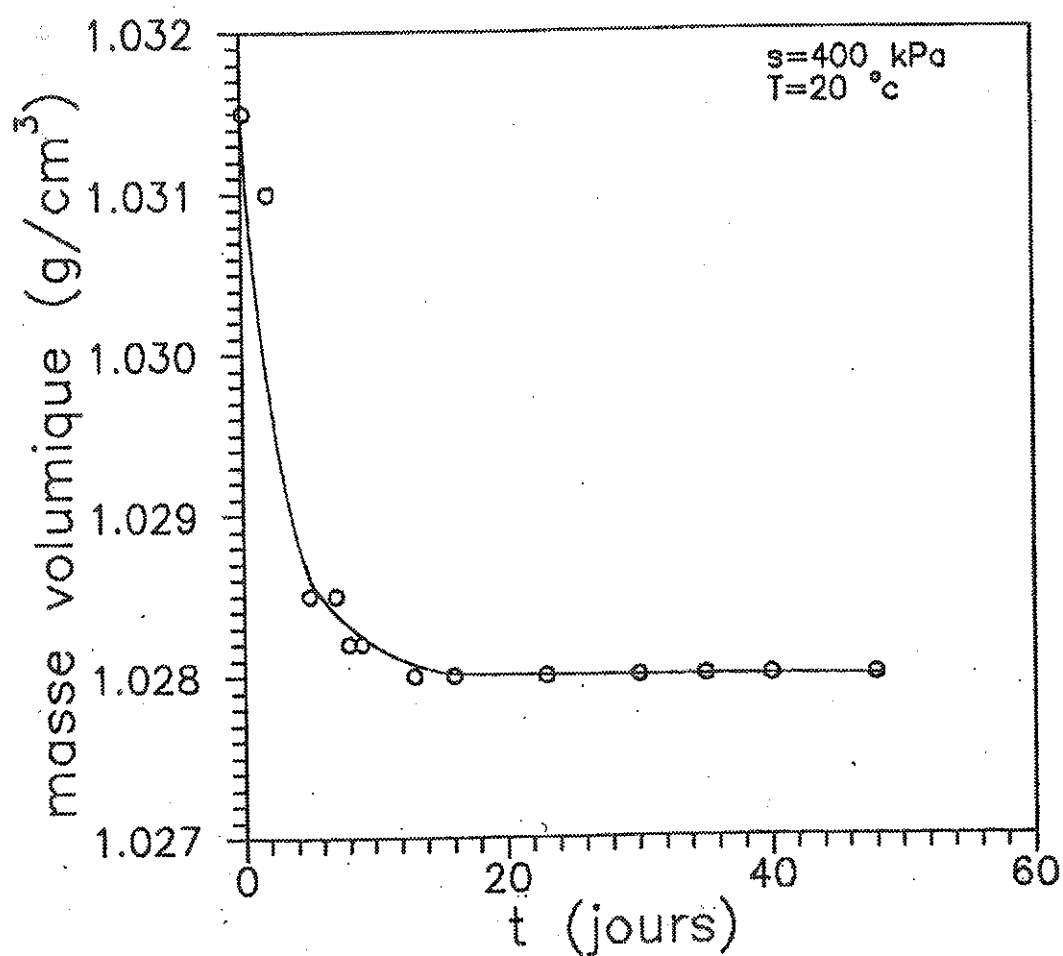


Figure II-4 : Evolution de la masse volumique de la solution PEG



Il est par ailleurs intéressant de remarquer sur cette courbe que l'application de 200 kPa de succion ne modifie pratiquement pas la teneur en eau des échantillons compactés; il est donc raisonnable d'estimer à 200 kPa de succion initiale des échantillons compactés à l'Optimum Proctor.

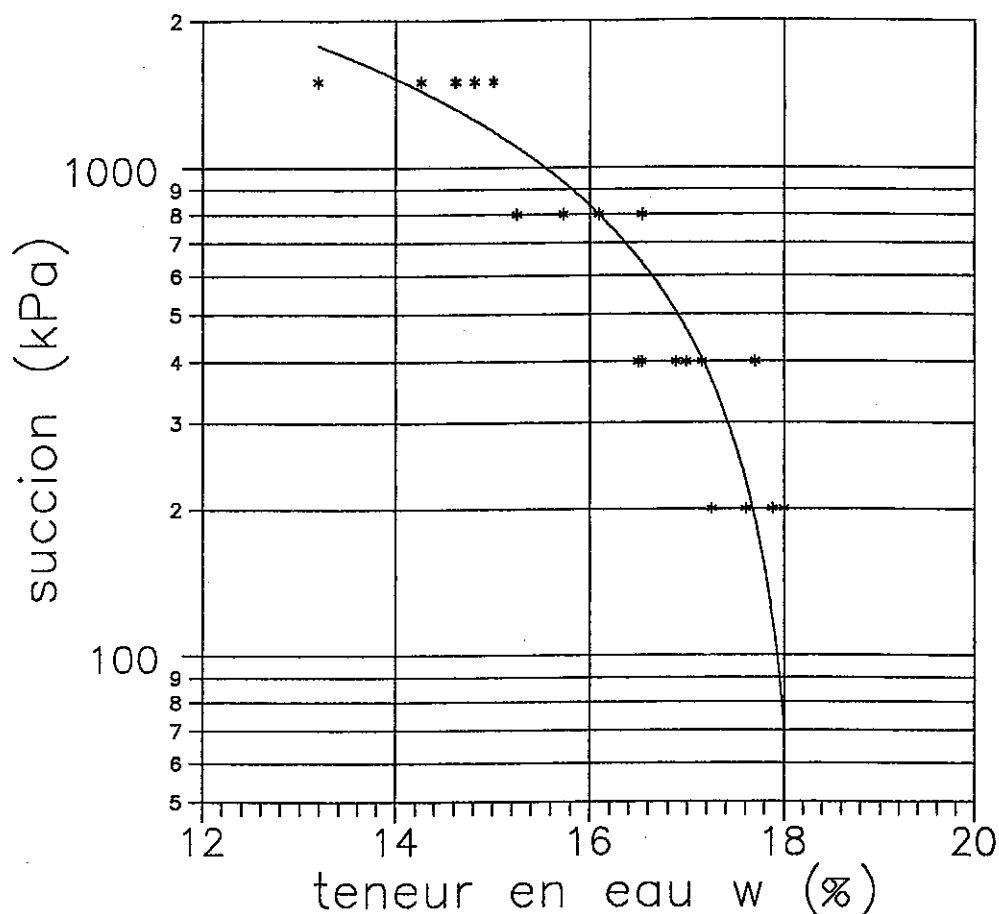


Figure II-5 : Courbe de rétention d'eau du limon de Jossigny

#### II-4.5 Echantillons compactés saturés

La préparation est la même que précédemment : on enveloppe l'échantillon avec la membrane semi-perméable, et on plonge l'ensemble dans de l'eau déminéralisée. Dans ce cas, l'imbibition se déroule assez vite : en 2 jours, le degré de saturation passe de 76% à 95%. La saturation s'améliore avec le temps,

mais il paraît impossible, au moins pour ce limon compacté, d'avoir une saturation complète. Après plusieurs essais, on a trouvé qu'avec la membrane spectrapor 4, 50 heures est la durée maximale d'imbibition, sinon l'échantillon s'effondrait. La figure II-6 montre deux échantillons fissurés par la saturation.

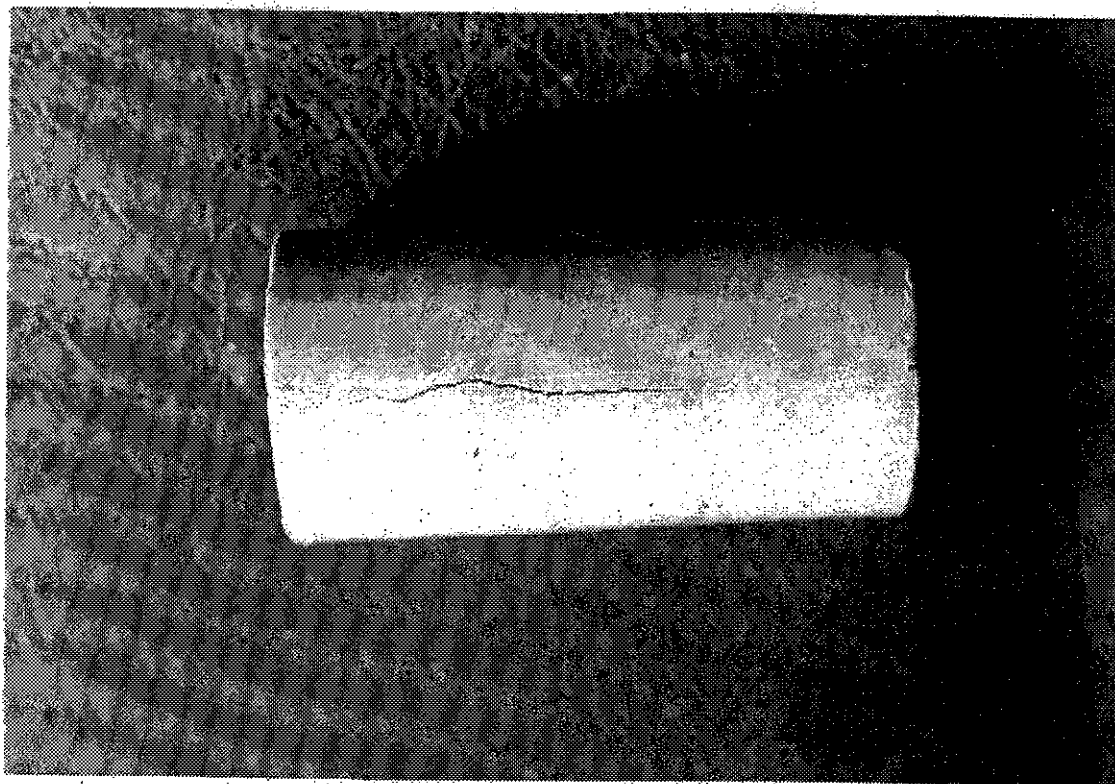
#### II-4.6 *Echantillons pour porosimétrie et microscopie électronique à balayage*

Ces types d'échantillons sont destinés à l'étude de la microstructure. Avec la technologie la plus courante, on ne peut réaliser des essais que sur des sols déshydratés. Or, la déshydratation entraîne un changement de structure du sol. En général, le changement de la distribution des pores d'un échantillon se traduit par une rétraction de volume, mais on verra ultérieurement que l'absence de rétraction n'équivaut pas nécessairement à une structure intacte.

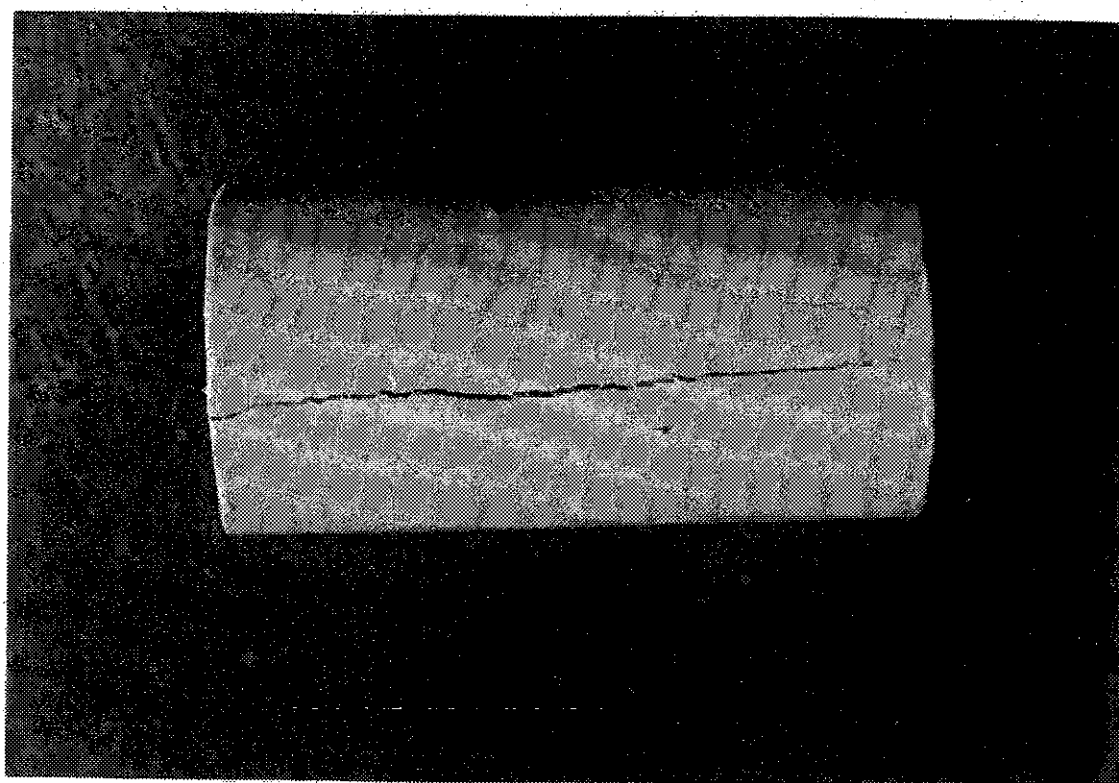
La méthode employée dans notre cas est une méthode de déshydratation dite cryo-dessication ou lyophilisation, qui consiste à transformer très rapidement la phase liquide de l'eau à la phase solide (congélation), et faire intervenir ensuite un transfert de la phase solide à la phase gazeuse (sublimation) (Gillott 1973, Delage 1979).

##### II-4.6.1 Congélation

Généralement, une congélation lente provoque une cristallisation en système hexagonal et une augmentation de volume de 9% pour l'eau pure du fait de la croissance de germes peu nombreux. Ce problème peut être résolu par une descente en température rapide, qui favorise la création des germes. Le fréon 22 (Tessier et Berrier 1978) dont la température à la phase liquide est voisine de  $-145^{\circ}\text{C}$  est utilisé. Le dispositif de congélation est présenté sur la figure II-7.



a



b

Figure II-6 : Echantillons fissurés par la saturation préalable  
a) 3 jours    b) 4 jours

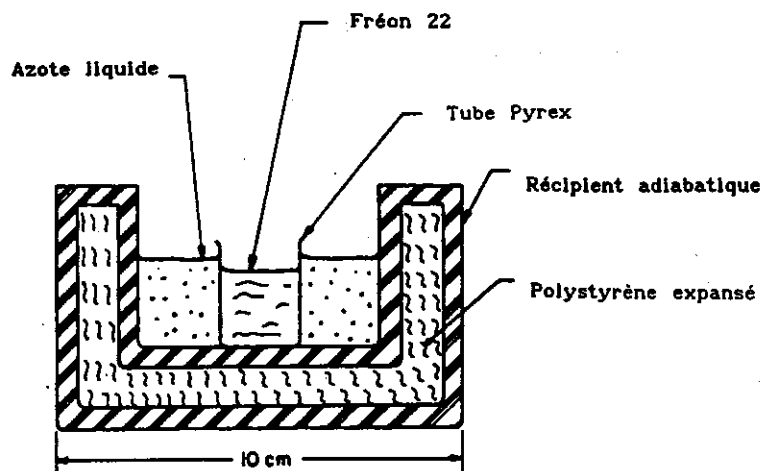


Figure II-7 : Congélation au fréon (Delage et al. 1982)

#### II-4.6.2 Sublimation

La sublimation consiste à mettre l'échantillon congelé sous vide, laissant se vaporiser la glace. La vapeur d'eau est condensée simultanément dans un piège à eau.

On note que les contrôles sur les échantillons d'argile sensible du Québec ainsi préparés montrent que le changement de volume est inférieur à 1,5%, et qu'il y a une bonne correspondance entre le volume poreux total et le volume du mercure injecté. Autrement dit, cette manipulation provoque un changement de structure très faible (Delage et Pellerin 1984).

#### II-4.7 Echantillons pour l'analyse minéralogique

Il s'agit de préparer des lames pour la diffraction aux rayons X. En premier lieu, une lame de poudre du sol tamisée à 400 $\mu$ m est utilisée afin de connaître la composition globale du matériau. Pour ce faire, il suffit de mettre la poudre sur une plaque en verre spéciale, qu'on passe au diffractomètre.

En ce qui concerne les lames d'argile, la difficulté réside dans la récupération des fines (fraction  $< 2 \mu\text{m}$ ). Cela se fait par sédimentation après destruction des matières organiques et des carbonates. On note le temps important nécessaire pour cette opération (deux jours).

## II-5 CONSERVATION DES ECHANTILLONS

### II-5.1 Conservation des échantillons pour des essais immédiats

Sur une quarantaine d'échantillons compactés, enveloppés et conservés dans une boîte en plastique étanche (cf. II-4.2), on a observé après 24 heures une variation de poids inférieure à 0,2 g, soit 0,1%, ce qui est extrêmement faible.

### II-5.2 Conservation des échantillons pour des essais non-immédiats

Afin de bien éviter la perte d'eau, qui peut changer la microstructure ainsi que les propriétés hydro-mécaniques, les échantillons sont d'abord soigneusement enveloppés d'une couche de film plastique, et puis paraffiné à plusieurs reprises afin d'éviter le moindre contact avec l'extérieur. Dans le tableau II-2, on présente la modification de la teneur en eau après un mois de conservation.

Tableau II-2 : Variation de la teneur en eau due à la conservation

N°	1	2	3	4	5	6	7	8
$w_1$ (%)	3,02	13,38	14,31	14,92	17,71	18,31	21,51	24,5
$w_f$ (%)	2,89	13,61	14,52	14,71	17,59	17,98	21,37	24,3
variation en %	-4,3	+1,7	+1,5	+1,4	-0,7	-1,8	-0,7	0,8

On voit qu'il peut y avoir une perte ou un gain de teneur en eau, en général inférieur à 0,4 points de teneur en eau.

## II-6 REMARQUES

Sur la figure II-8, on présente les courbes effort-déformation obtenues lors du compactage des trois couches d'un échantillon. On observe l'apparition d'une contrainte verticale instantanée pour la première couche compactée. Cette contrainte est une conséquence de la pression préalablement appliquée manuellement au sol pour que l'échantillon et le piston tiennent dans le moule (II-8-a). Si l'on trace ces courbes dans une échelle semi-logarithmique, on retrouve l'allure des courbes oedométriques, linéaire en fonction de  $\log \sigma$  (Beros 1990) (II-8-b), ce qui permet de prendre cette déformation induite pour une déformation irréversible, comme on le fait habituellement. De plus, on remarque bien sur cette figure que cette déformation est très faible. par conséquent, on considère que cette manipulation n'influence pas les propriétés du sol.

La figure II-9 illustre les profils de densité sèche de deux échantillons qu'on a cherché à compacter à  $\gamma_d = 1,67 \text{ g/cm}^3$  et  $w = 18\%$ . Ces profils ont été déterminés par spectrométrie gamma double source (Angulo 1989) au CEA (Dardaine et al. 1992). On observe que la méthode de compactage utilisée fournit des échantillons raisonnablement homogènes. Bien que les deux échantillons aient été préparés à l'identique, on note une densité moyenne légèrement différente d'un échantillon à l'autre. Cette différence vient probablement de la différente perte d'énergie due au frottement au cours du compactage, car ces deux échantillons ont été compacté à la même contrainte maximale. On observe également l'effet dû au compactage multicouche dans l'échantillon a, moins marqué dans l'échantillon b, avec scarification.

Il est aussi important de noter que la teneur en eau à laquelle le compactage s'effectue joue un rôle majeur : même avec 0,3% de différence vers le côté humide ou vers le côté sec, pour atteindre la même densité finale, on peut avoir 40 kPa de différence dans les réponses en contrainte.

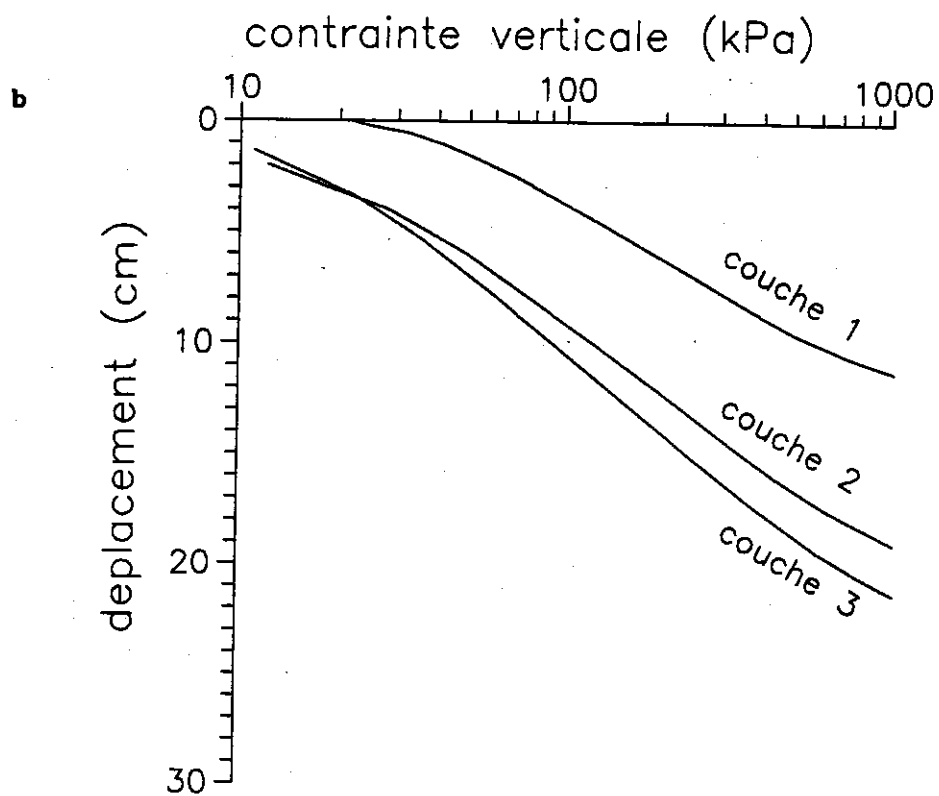
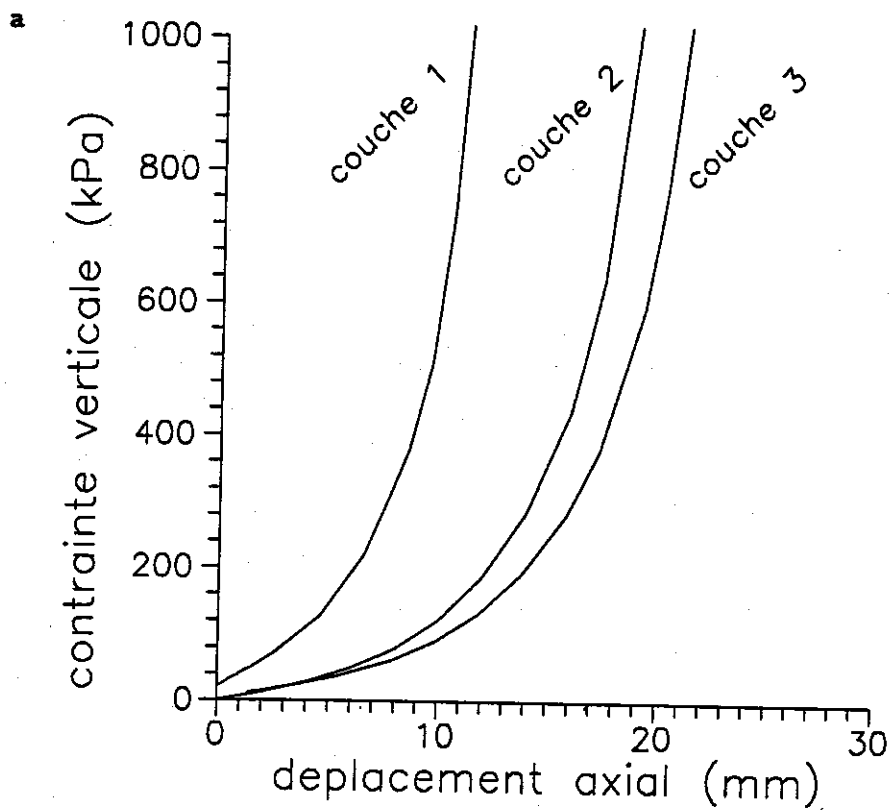


Figure II-8 : Courbes de compactage a) échelle linéaire  
b) échelle logarithmique

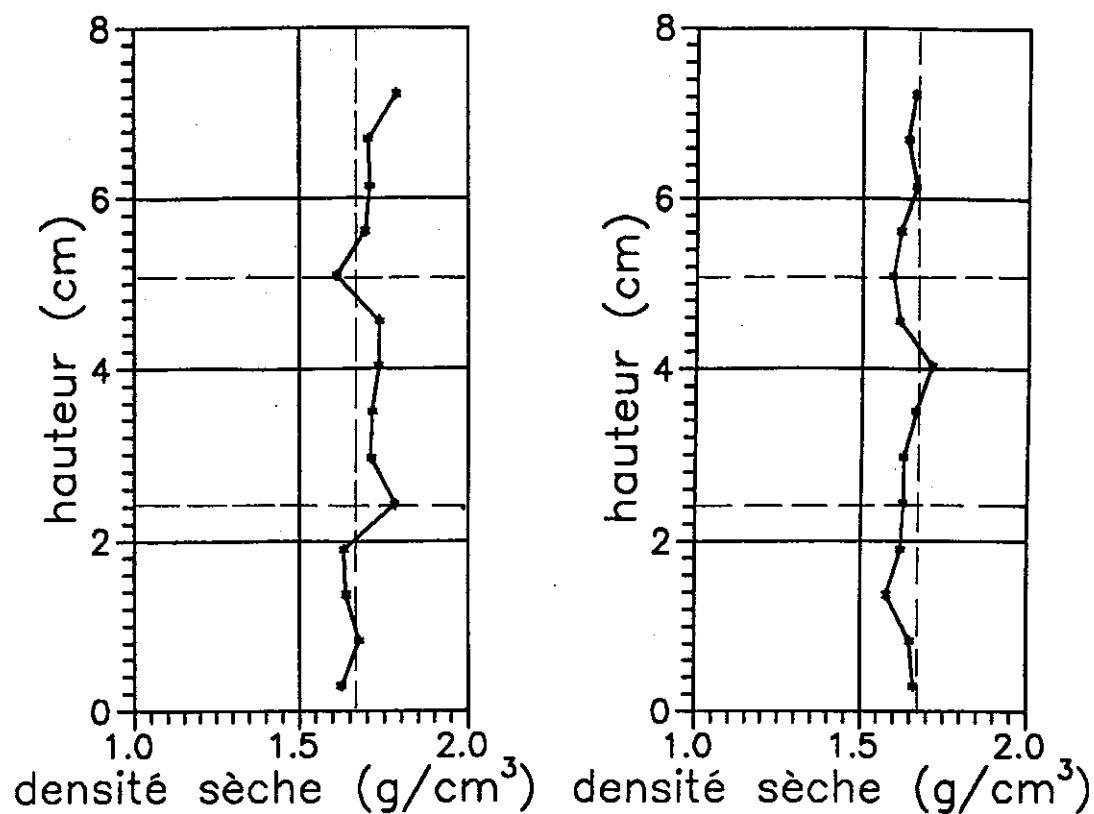


Figure II-9 : Profils de densité sèche des échantillons compactés en trois couches





## **CHAPITRE III**

### **APPAREILLAGE A SUCCION CONTRÔLÉE ET PROCEDURES D'ESSAIS**



### III-1 INTRODUCTION

Pour mener à bien l'étude du comportement d'un limon compacté non saturé, il a été nécessaire d'améliorer l'appareil triaxial à succion contrôlée mise au point au CERMES, pour une meilleure qualité d'essais en général et pour permettre également de contrôler les variations de volume de l'échantillon.

Dans ce chapitre, on présentera d'abord brièvement la procédure d'essais à l'oedomètre et quelques remarques sur ce dispositif. Ensuite, on abordera les modifications apportées à l'appareil triaxial, telles que la méthode de collage de la membrane semi-perméable, l'ajout du système anti-évaporation et le contrôle de volume. Finalement, on décrira les différents types d'essais réalisés au triaxial, à l'aide de différents asservissements.

### III-2 ESSAIS EN CHEMIN $K_0$

L'objet de ce type d'essais est de déterminer la limite élastique du matériau compacté à une succion donnée, avec un dispositif oedométrique à succion contrôlée qui a été inspiré des travaux de Kassif et Ben Shalom (1971) et mis au point au CERMES. La description de cet appareil a été faite dans divers travaux réalisés au CERMES depuis 1987 (Suraj De Silva 1987, Vicol 1990, Delage et al. 1992). On se limitera ci-dessous à une présentation très succincte, en insistant davantage sur la mise en place des échantillons compactés.

#### III-2.1 Oedomètre à succion contrôlée

Le schéma de ce dispositif est présenté sur la figure III-1. En ce qui concerne l'application des contraintes et la mesure de la variation de volume, cet appareil est identique à un oedomètre classique. Sa particularité réside dans la modification de l'embase pour qu'il s'adapte à l'application de la succion. La solution de PEG 20 000 d'une concentration correspondant à la succion voulue, contenue dans un flacon, circule de façon uniforme dans les rainures de l'embase qui est recouverte d'un tamis fin sur lequel repose la membrane semi-perméable. La solution revient ensuite au flacon de telle sorte

qu'on puisse mesurer les échanges d'eau au travers de la membrane entre le sol et la solution avec un tube capillaire gradué. Comme l'échange d'eau entre la solution et le sol ne modifie que très peu la concentration et donc la masse volumique de la solution, on peut déduire la quantité d'eau échangée de la variation de volume de la solution en vertu de la loi de la conservation de masse :

$$\rho_{\text{eau}} \Delta V_{\text{eau}} = \rho_{\text{sPEG}} \Delta V_{\text{sPEG}}$$

D'où

$$\Delta V_{\text{eau}} = \frac{\rho_{\text{sPEG}}}{\rho_{\text{eau}}} \cdot \Delta V_{\text{sPEG}}$$

La calibration de la masse volumique en fonction de la succion est montrée sur la figure III-2, obtenue d'après les courbes d'étalonnage de Williams et Shaykewich (1969).

Ainsi, avec ce prototype on peut appliquer indépendamment la contrainte et la succion tout en bénéficiant de la facilité du contrôle de volume de l'oedomètre classique. Par conséquent, on peut réaliser l'étude sur le couplage hydromécanique en fonction des effets des contraintes et de la succion (Vicol 1990).

### III-2.2 Mise en place des échantillons compactés

Par rapport aux essais sur des échantillons initialement saturés à 1,5  $w_L$ , il est plus difficile de mettre les échantillons compactés au contact de la membrane semi-perméable. Ce contact s'améliore à mesure que la contrainte augmente. Donc il n'est pas possible de bien désaturer le sol dans l'anneau sous contrainte nulle. De ce fait, la mise à succion s'est faite sous une contrainte initiale de 6,25 kPa.

De plus, après le démoulage, qui correspond à un déchargement de type oedométrique, l'échantillon compacté a légèrement gonflé et n'a plus le bon diamètre (70 mm), ce qui rend difficile l'introduction dans l'anneau oedométrique. De ce fait, on introduit a priori l'échantillon dans un carottier

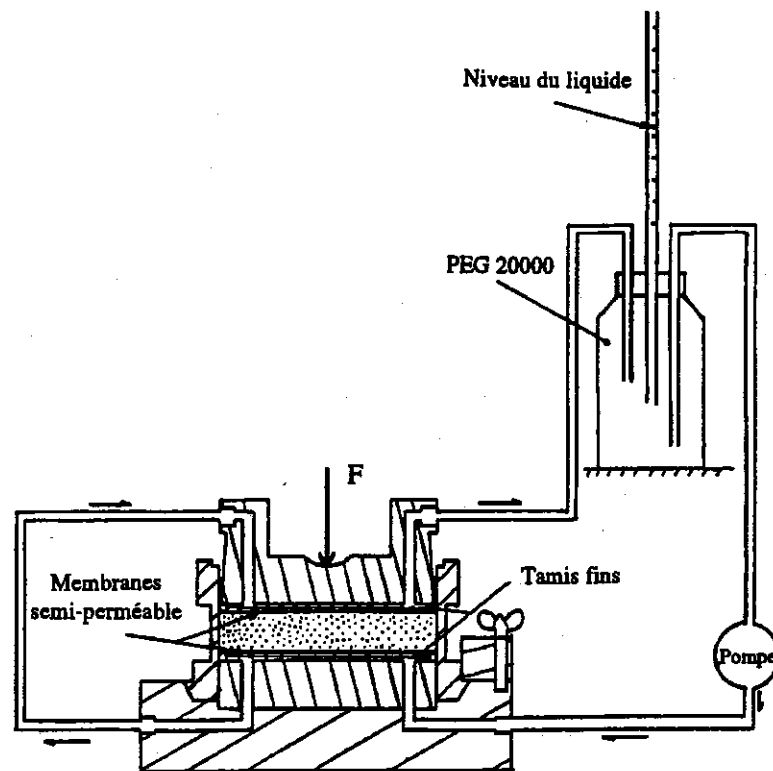


Figure III-1 : Oedomètre à succion contrôlée (Suraj De Silva 1987)

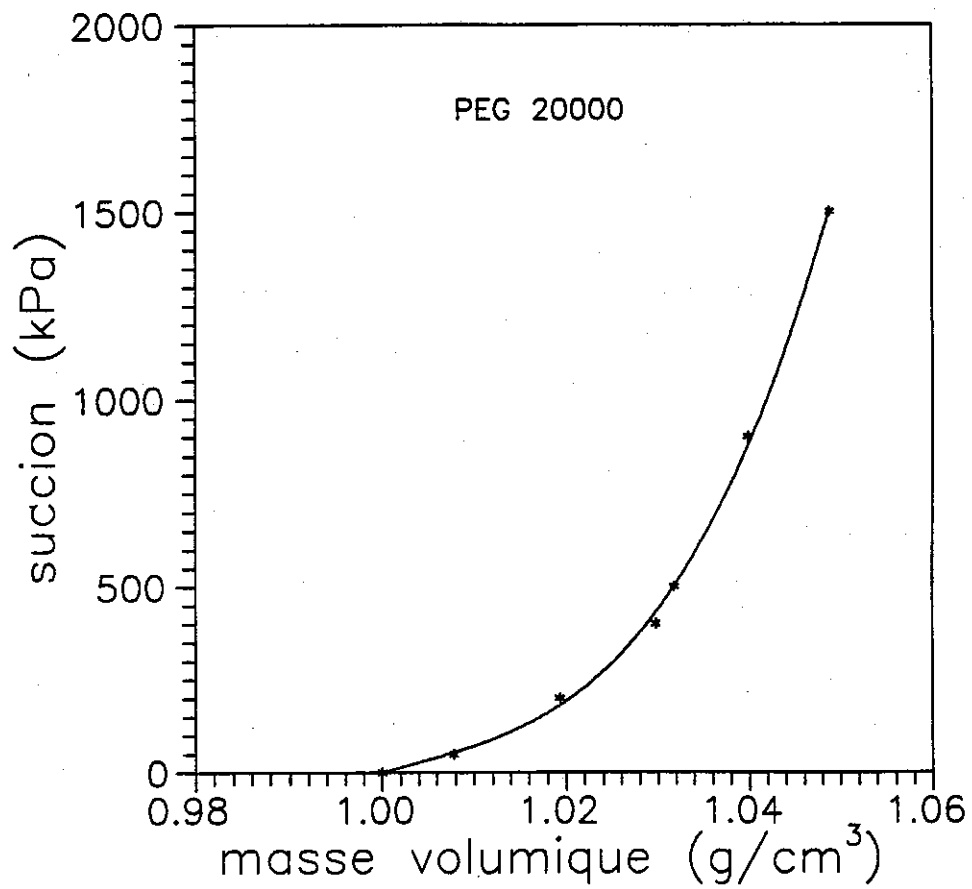


Figure III-2 : Relation entre la masse volumique du PEG 20 000 et la succion

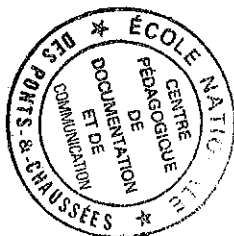
métallique de 70 mm de diamètre à l'aide d'une presse, et on le transfère soigneusement à l'aide d'un piston dans l'anneau de l'oedomètre, dont la paroi est préalablement graissée.

### III-2.3 Quelques remarques sur les essais odométriques

Le problème principal rencontré au cours des essais oedométriques est l'évaporation, qui perturbe la mesure de l'échange d'eau. Pour l'éviter, en plus du contrôle des conditions ambiantes, on isole l'échantillon de l'atmosphère avec un film plastique qui recouvre le piston et enserre l'anneau oedométrique; la forme du piston est telle que il peut également contenir une certaine quantité d'eau. L'humidité de l'air ainsi assurée est en contact avec l'échantillon via l'espace compris entre le piston et l'anneau. La bonne correspondance entre la teneur en eau initiale et finale lors des essais à teneur en eau constante a confirmé l'efficacité de ce système.

En fait, l'eau mise dans le piston crée une ambiance de vapeur d'eau saturante dans le système fermé par le film. Ainsi, un gradient de succion est introduit entre la vapeur saturante et le sol non saturé, qui devrait logiquement humidifier l'échantillon. Il n'en est rien, probablement du fait de l'existence de deux transferts de sens opposés, sous deux gradients de succion différents : l'un entre l'eau contenue dans le piston et le sol dont la succion, imposée par la solution PEG est de quelques bars; l'autre, à travers le film plastique, entre l'eau et l'atmosphère qui est à 70% environ d'humidité relative, correspondant à 492 bars. Du fait que le film n'est pas imperméable à la vapeur d'eau sous un tel gradient de succion, il est possible que ce soit le transfert vers l'atmosphère qui prédomine, et que l'eau mise dans le piston s'évapore continuellement sans pour autant influencer la condition hydrique de l'échantillon.

Il est également important de noter que si le film plastique était complètement imperméable à la vapeur d'eau, une solution consisterait à mettre dans le piston la même solution de PEG que la solution de contrôle, C'est le principe du système anti-évaporation utilisé au triaxial. On le présentera ultérieurement.



Il serait souhaitable de modifier la structure de l'anneau, pour que le carottier spécial utilisé puisse s'insérer dedans, afin de faciliter la mise en place de l'échantillon compacté, et par conséquent d'améliorer le contrôle de l'état initial.

### III-3 ESSAIS D'EFFONDREMENT A L'OEDOMETRE

Ces essais ont pour but d'étudier le phénomène d'effondrement des sols compactés. Ils sont d'ailleurs la poursuite des essais décrits précédemment : en maintenant une forte contrainte verticale (1600 kPa), on ramène la succion à zéro. Pour ce faire, il suffit de substituer de l'eau pure à la solution de PEG dans le flacon (Vicol 1990).

### III-4 APPAREIL TRIAXIAL A SUCCION CONTROLEE

Cet appareil est un triaxial classique modifié, dans lequel le contrôle de la succion est obtenu par circulation de la solution de PEG, comme pour l'oedomètre (figure III-3). L'essentiel de ce dispositif a été décrit par Delage et al. (1987) et Cui et Delage (1990 et 1993). On ne présente ci-dessous que quelques modifications apportées dans le but de contrôler le volume de l'eau échangée, ainsi que certaines particularités par rapport à l'oedomètre à succion contrôlée.

#### III-4.1 *Collage de membrane semi-perméable*

La membrane semi-perméable est collée sur l'embase (Suraj De Silva 1987). Au départ, on a gardé l'ancienne méthode qui consistait à coller la membrane sur un joint torique placé sous la gorge, mais on s'est aperçu peu de temps après qu'avec la solution qui diminuait probablement l'efficacité de la colle d'araldite, et avec la déformation latérale de l'échantillon qui a pour effet de déplacer la membrane par rapport au joint torique, l'étanchéité était souvent difficile à assurer. C'est la raison pour laquelle on a amélioré la méthode de telle sorte que la membrane soit collée directement dans la gorge et en dessous du joint torique. Bien entendu, la manipulation est plus délicate.



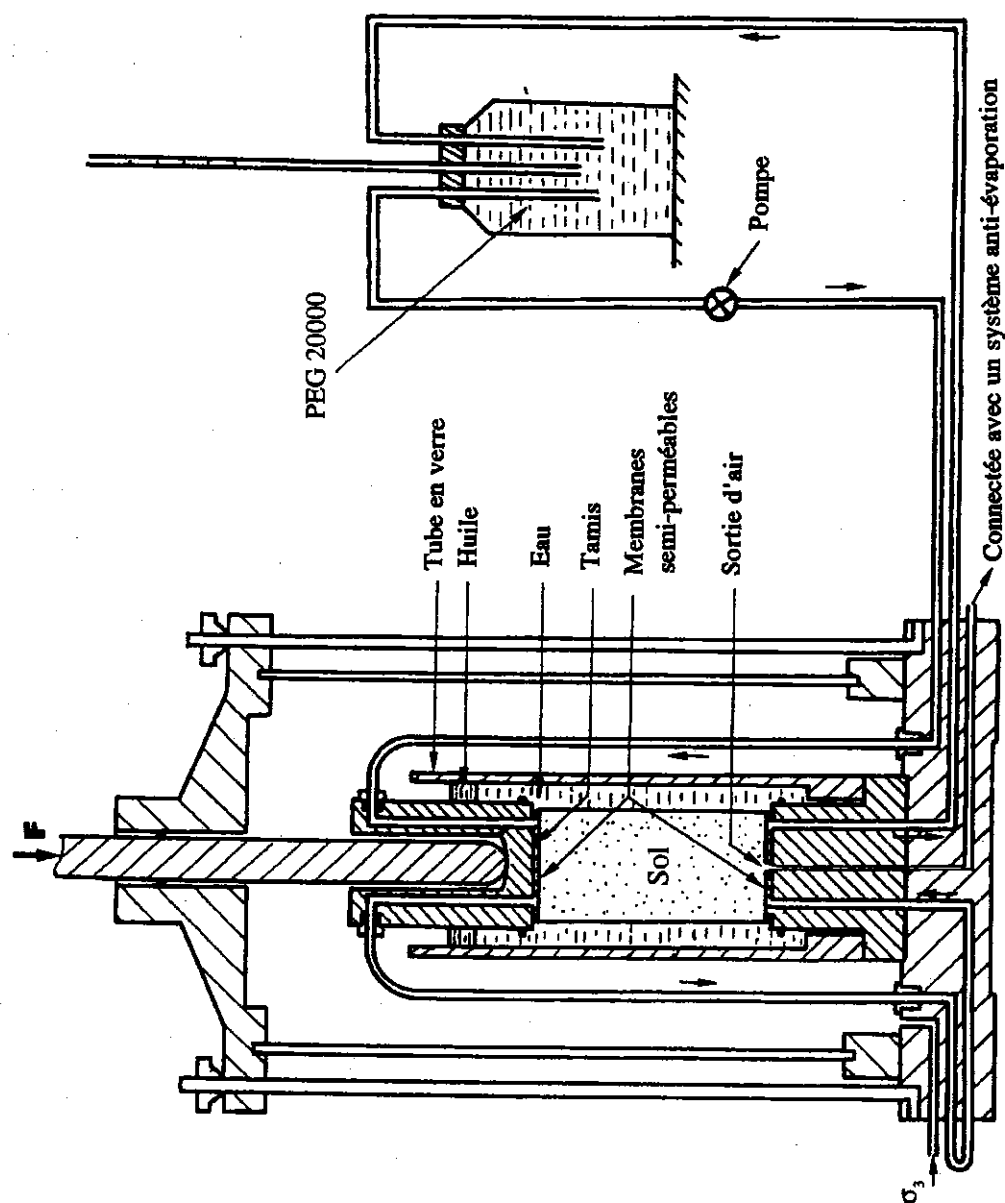


Figure III-3 : Triaxial à succion contrôlée

### III-4-2 Système anti-évaporation

Par principe, la méthode d'imposition de succion est basée sur l'hypothèse qu'au sein de l'échantillon la pression d'air est toujours maintenue égale à la pression atmosphérique. Contrairement à l'oedomètre dans lequel cette pression est maîtrisée à travers le jeu entre le piston et l'anneau, le triaxial a un canal débouchant au centre de l'embase inférieure et permettant de connecter l'air contenu dans l'échantillon avec l'extérieur. Au cours des essais, le robinet de ce conduit reste ouvert, assurant une condition de pression atmosphérique dans l'échantillon. Mais on a observé une évaporation importante, de nature à perturber les mesures d'échange d'eau. De ce fait, on a connecté ce canal à un système dit d'anti-évaporation (figure III-4), qui est en fait une pièce avec deux orifices de niveaux différentx connectés par l'intérieur de cette pièce. Pendant le montage de l'essai, cette pièce est remplie de solution de PEG de telle façon que du côté de l'échantillon, on impose une pression de vapeur d'eau correspondant à la concentration de la solution au niveau de la succion; de l'autre côté on a un volume de solution suffisamment grand pour que la variation de concentration due à l'évaporation soit négligée. Cet orifice est connecté à un tube capillaire.

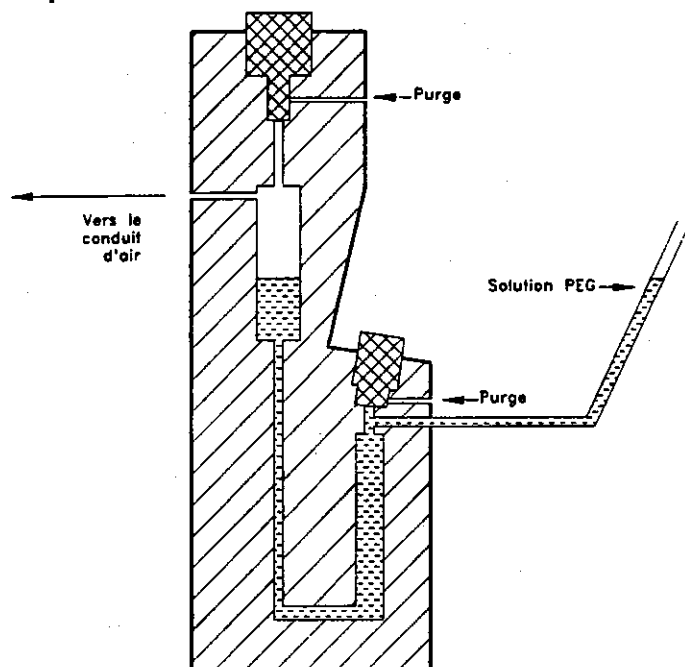


Figure III-4 : Système d'anti-évaporation

### III-4.3 Contrôle de volume

Dans le cas des sols saturés, la mesure de la variation de volume se fait par le contrôle des échanges du fluide interstitiel par un système de mercure adéquat (pots de mercure, burettes,...). Pour les sols non saturés, une solution consiste à mesurer les variations du volume de l'eau contenue dans la cellule en plexiglas. Dans ce cas, les variations parasites de volume de la cellule avec la pression doivent être prises en compte.

Sur la figure III-5 sont présentées deux courbes d'étalonnage de la même cellule contenant un échantillon cylindrique en métal. Malgré l'utilisation d'eau désaérée, on observe une incertitude importante, de l'ordre de  $0,15 \text{ cm}^3$ , provoquée par le premier cycle de chargement-déchargement (figure III-5-a), et une différence d'environ  $0,1 \text{ cm}^3$  entre deux courbes. La dispersion observée lors des cycles de pression montre que la cellule est non calibrable. En fait, la variation de volume de la cellule dépend fortement de la mise en oeuvre lors du montage, plus précisément du vissage et de la présence de différents éléments compressibles (joints, tubes,...).

Afin de diminuer cette incertitude, on a essayé de remplacer le cylindre de plexiglas par un cylindre métallique (figure III-6). On a retrouvé les phénomènes observés précédemment, malgré une augmentation de la rigidité et une meilleure linéarité de la courbe par rapport à la cellule en plexiglas.

En outre, la difficulté de maîtriser la dilatation des tuyaux plastique et d'éviter les fuites au cours d'essais ne peut que renforcer la décision concernant l'abandon de cette méthode.

On signale que dans le cas où les fuites sont maîtrisées, on a la possibilité d'utiliser une double-cellule, permettant d'éviter les erreurs dues à la déformation de la cellule (Wheeler 1992).

Finalement, on s'est inspiré pour les mesures de volume du système de Bishop et Donald (1961) :

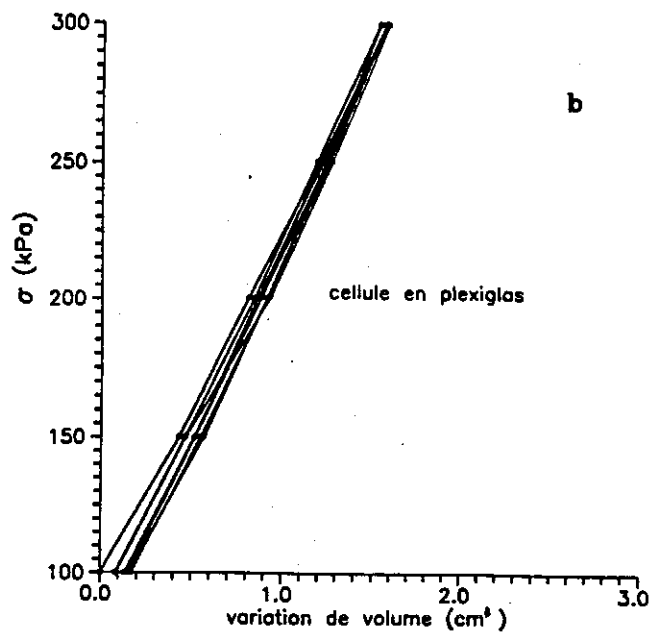
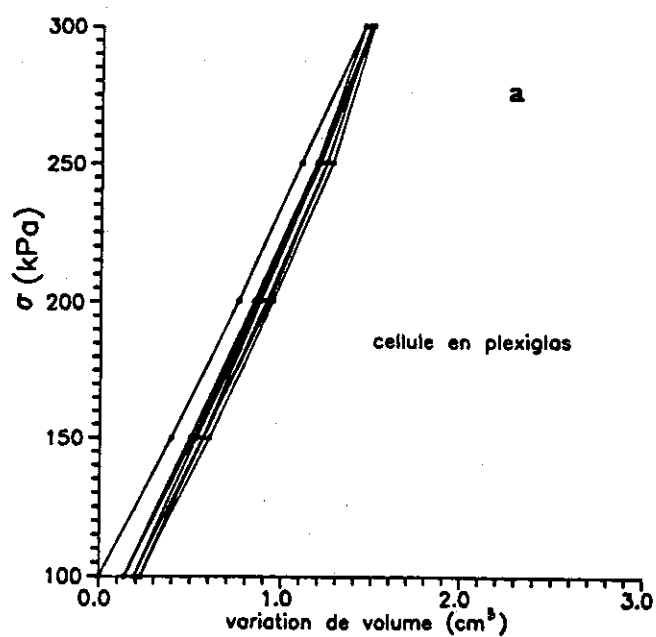


Figure III-5 : Calibration des cellules en plexiglas

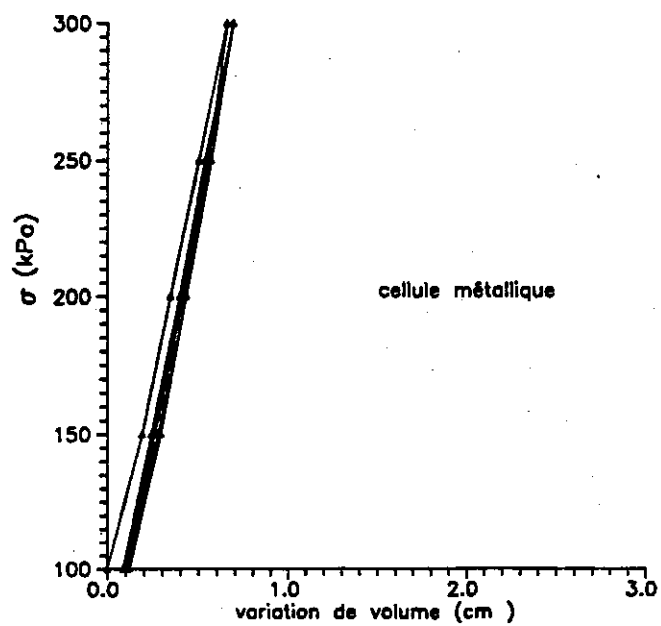


Figure III-6 : Calibration de la cellule métallique

a) l'échantillon est traditionnellement enveloppé d'une membrane latex (ou néoprène), et un tube en verre est placé autour de l'échantillon. Ce tube est rempli d'eau, recouverte par une mince couche d'huile. Ce tube est en contact avec l'embase inférieure par l'intermédiaire d'un joint torique qui assure l'étanchéité (figure III-3).

b) la dimension du tube en verre est de 55 mm de diamètre, 148 mm de hauteur et 5 mm d'épaisseur. Le dimensionnement est basé sur le diamètre de l'embase existante, la hauteur de l'échantillon, la hauteur de l'embase, et la déformation axiale maximale prévue pour des essais de cisaillement.

c) la pression de confinement  $\sigma_3$  se fait avec une source de pression d'air d'une capacité de 6 bars. A travers la cellule emplie d'air et par l'intermédiaire de la couche d'huile et puis de l'eau, elle est appliquée à l'échantillon.

d) la petite couche d'huile sert essentiellement à former des interfaces, eau-huile ou air-huile. Au cours d'essais, le suivi de la variation de niveau de ces interfaces avec un cathétomètre permet de déduire la variation de volume de l'échantillon. Une telle mesure n'est pas influencée par des parasites dus à la variation de volume de la cellule, car le tube en verre soumis à la même pression à l'intérieur qu'à l'extérieur (principe de double-cellule) et connaîtra une déformation latérale pratiquement nulle. De plus, la quantité d'huile sert également à empêcher l'évaporation de l'eau et la dissolution de l'air dans l'eau.

On note qu'une incertitude, avec ce système, peut provenir d'un mauvais positionnement de l'embase supérieure : la moindre inclinaison de celle-ci entraîne une prise en compte d'une fausse section, et donc d'une fausse variation de volume. Par ailleurs, la précision de visée est également importante, on l'estime à 10  $\mu\text{m}$ , ce qui correspond à 0,01  $\text{cm}^3$  environ en volume avec cette embase de 45 mm de diamètre. On signale que la précision de visée étant fixée, le gain de précision sur la mesure de volume dépend de la différence de section entre le tube en verre et l'embase supérieure. C'est la

raison pour laquelle on a élargi le diamètre de l'embase de 32 à 45 mm dans la zone de mesure.

### III-5 ESSAIS A CONTRAINTE DE CONFINEMENT CONSTANTE

#### III-5.1 Asservissement

A part le compresseur pour la pression, le cathétomètre pour la variation de volume, les tubes capillaires pour la mesure d'échange d'eau, l'acquisition des données sur une centrale d'acquisition Hewlett Packard est utilisée pour la contrainte et la déformation axiale par l'intermédiaire de capteurs de force.

#### III-5.2 Procédure d'essais

Globalement, ces essais sont semblables aux essais triaxiaux classiques, à savoir que le cisaillement est précédé de la consolidation sous contrainte isotrope. On résume la procédure en quelques points suivants :

- a) test de la qualité du collage de la membrane. Pour ce faire, on place un papier filtre sec sur la membrane et un poids dessus. Ensuite, on fait passer l'eau à travers les rainures de l'embase avec un faible gradient hydraulique (15 cm d'eau environ). Finalement, on enlève le poids, et on vérifie s'il y a des fuites sur la membrane ;
- b) fixation de l'embase inférieure sur l'embase de la cellule ;
- c) mise en place de la membrane latex (ou néoprène) et de l'échantillon à l'aide d'un moule ;
- d) mise en place de l'embase supérieure et puis du tube en verre ;
- e) connexion des conduits intérieurs de solution avec l'embase supérieure ;
- f) remplissage du tube en verre avec l'eau et l'huile de silicone ;
- g) mise en place de la cellule triaxiale sur l'embase ;
- h) mise en place de la cellule sur la presse et installation du capteur de force ou de déplacement ;
- i) installation du système de circulation de la solution (Suraj de Silva 1987, Cui 1989, Vicol 1990), et du système anti-évaporation ;
- j) application d'une faible contrainte de confinement (10 kPa) pour

assurer le bon contact entre la membrane semi-perméable et l'échantillon, puis circulation de la solution pendant au moins 24 heures sous cette contrainte, sachant qu'on a remarqué qu'au bout de 24 heures le niveau d'eau dans le tube capillaire atteignait pratiquement la stabilité, ce qui garantit l'équilibre en terme de succion initiale.

k) consolidation isotrope par palier jusqu'à la contrainte sous laquelle on effectuera le cisaillement, en suivant la variation de volume et l'échange d'eau ;

l) cisaillement à vitesse constante ( $2\mu\text{m}/\text{mn}$ ).

### III-5.3 Discussion

L'ensemble des procédures décrites précédemment pour la réalisation d'un essai triaxial à succion contrôlée conduit à une durée totale d'une vingtaine de jours, incluant 4 jours de préparation de l'échantillon compacté, 7 à 10 jours de mise à succion préalable, 1 à 3 jours de consolidation, et 4 jours de cisaillement.

Il paraît évident que dans ces procédures, l'incertitude provient du manque de contrôle lors de l'application de la contrainte initiale de 10 kPa. En effet, la variation de volume mesurée pendant ce temps-là est provoquée en grande partie par la disparition des vides entre la membrane latex ou néoprène et l'échantillon. Vu la faible compressibilité des sols compactés, il semble raisonnable de considérer que l'influence de cette contrainte sur le volume de l'échantillon soit négligeable.

En ce qui concerne la reproductibilité, on montre sur la figure III-7 les résultats de deux essais effectués sous la même contrainte de confinement (100 kPa) et à la même succion (200 kPa). On constate qu'au niveau de la résistance au cisaillement, les essais sont bien reproductibles. Vu que pour ces deux essais, le contrôle de volume a été effectué en suivant le volume d'eau contenue dans la cellule avec le système des pots à mercure, et compte tenu des problèmes évoqués précédemment sur cette méthode, on a pas pu obtenir des résultats satisfaisants sur la variation de volume.

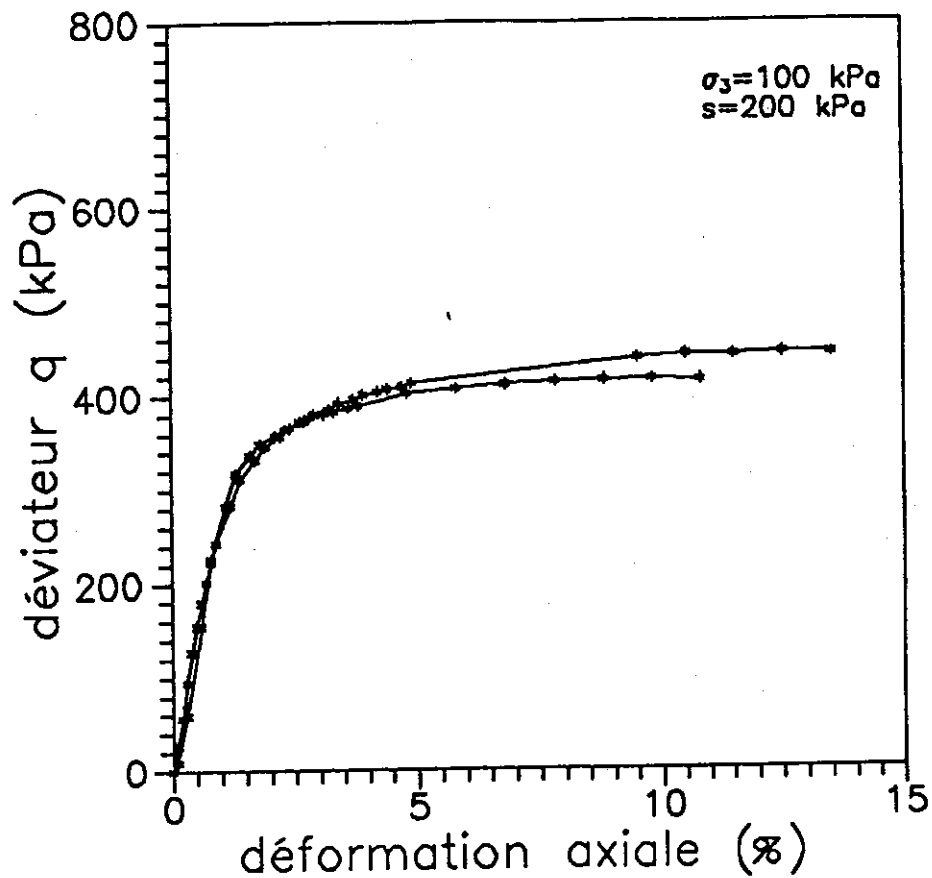


Figure III-7 : Courbes de cisaillement à  $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

### III-6 ESSAIS EN CHEMINS RADIAUX

Cette série d'essais est faite à la suite des essais à contrainte de confinement constante. On insiste dans cette partie sur la présentation de pilotage des essais, car la mise en place de l'échantillon et l'application de la succion sont tout-à-fait identiques au cas des essais à contrainte de confinement constante.



### III-6.1 Asservissement

Ce type d'essais s'effectue à l'aide d'un micro-ordinateur Victor équipé d'une carte d'acquisition du type DAS-8/AO qui possède 8 entrées analogiques différentielles et deux sorties permettant de commander en même temps deux servo-valves pneumatiques qui servent à régler la pression. Le principe du pilotage est globalement le suivant :

On enregistre à priori la réponse en force entraînée par la déformation axiale imposée, au moyen d'un capteur de force de 500 kN de capacité, et on en déduit ensuite la contrainte verticale  $\sigma_1$  en tenant compte de la contrainte de confinement  $\sigma_3$  actuelle et de l'influence du piston. A partir de là on calcule la valeur de  $\sigma_3$  à envoyer à l'aide d'une servo-valve de telle façon que le rapport entre le déviateur  $q$  et la contrainte moyenne  $p$  soient maintenu constant. Vu que la vitesse de chargement est faible, il n'y a pas de problème majeur au niveau de la convergence de l'asservissement. Ainsi, on a un pilotage automatique assez économique. L'essai s'arrête normalement à la pression maximale fournie par le compresseur, soit 6 bars.

Le programme mis au point pour cet asservissement permet de suivre des chemins de contraintes très variés, y compris le chemin à  $\sigma_3$  constant, car on peut changer à la fois le rapport de contraintes et la contrainte de confinement initiale. Mais ces essais sont souvent limités par la capacité du compresseur.

### III-6.2 Discussion

Normalement, les essais en chemins radiaux se font à contrainte contrôlée, avec une presse hydraulique par exemple. Dans ce cas-là, il est facile de maîtriser la vitesse de chargement. Par contre, avec notre méthode, le taux de cisaillement est fonction de la vitesse imposée par la presse (2 $\mu$ m/mn) et de la rigidité du matériau, et on ne contrôle donc pas la vitesse de chargement.

Quant à la qualité du pilotage, elle dépend plutôt de l'amplitude des parasites du signal. Généralement on traite ces parasites soit avec un filtre

électronique, soit de façon numérique. Dans notre cas, comme la vitesse de chargement est faible, on se contente d'utiliser la méthode numérique : on prend la moyenne sur cinq mesures acquises pendant un très court intervalle de temps. L'erreur sur la contrainte est maintenue ainsi en dessous de 2,5 kPa et l'erreur sur la déformation est inférieure à 0,02 %.

### III-7 ESSAIS DE CONSOLIDATION ISOTROPE ET QUASI-CONTINUE

Dans la procédure d'essai à  $\sigma_3$  constant, on a déjà mentionné la consolidation incrémentale précédant le cisaillement. On double dans ce cas la contrainte pour chaque nouveau palier. Cela représente un incrément considérable, dont l'application va provoquer une chute instantanée de succion au sein de l'échantillon. Cette chute est ensuite régularisée par la solution qui ramène, dans un certain laps de temps, l'échantillon à la succion voulue. De ce fait, la succion n'est pas à proprement parler constante lors d'une telle étape. Pour s'affranchir de cet inconvénient à l'aide de l'asservissement présenté ci-dessus, on a effectué des essais dits de consolidation isotrope et quasi-continue, qui consistent à imposer une vitesse de chargement constante (0,4 kPa par minute) par l'intermédiaire d'un programme d'acquisition et d'une servo-valve. L'essai est également arrêté à 6 bars de pression.

### III-8 ESSAIS D'EFFONDREMENT AU TRIAXIAL

Ce type d'essai est réalisé après la consolidation isotrope décrite précédemment. On consolide l'échantillon jusqu'à 6 bars, et on ramène sous cette pression la succion à zéro en faisant circuler de l'eau pure dans le circuit de solution. L'objectif de ce type d'essais est d'étudier l'effondrement d'un échantillon compacté puis consolidé isotropiquement à succion constante.

### III-9 REMARQUES SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX A SUCCION CONTROLEE

Comme à l'oedomètre, la difficulté au triaxial réside également dans le contrôle des échanges d'eau, malgré toutes les précautions prises. En effet, pour le sol compacté à l'Optimum, et après la mise à succion, les

sollicitations mécaniques appliquées n'entraînent qu'un très faible échange d'eau (de 0,5 à 3 g suivant la grandeur de la succion et le type de sollicitation mécanique). Une telle quantité d'eau échangée en deux semaines environ est difficile à suivre avec le capillaire, car souvent masquée par l'évaporation. On est donc quelquefois obligé de faire une correction selon le poids initial et final de l'échantillon, pour tenir compte de cette évaporation.

Il serait aussi souhaitable d'automatiser le contrôle de volume et de l'échange d'eau. Pour le premier, on peut remplacer le cathétomètre par un système laser existant sur le marché pour suivre la variation de niveau de l'interface en permanence. Quant à l'échange d'eau, on peut installer un capteur de pression de haute précision en bas du tube capillaire, qui permet d'évaluer la quantité d'eau échangée à partir de la mesure de la pression hydrostatique.

## DEUXIEME PARTIE

### ETUDE MICROSTRUCTURALE



On présente dans cette partie une étude microstructurale, basée sur l'utilisation conjointe de la Microscopie Electronique à Balayage (MEB) et de la porosimétrie par injection de mercure. Le limon de Jossigny est étudié dans diverses conditions de compactage, et les résultats sont également appliqués aux propriétés de rétention d'eau et de perméabilité.

Au chapitre IV, après l'analyse minéralogique du matériau, on présente les courbes porosimétriques et les observations microscopiques du limon de Jossigny dans différents états : compacté à différentes teneurs en eau (du côté sec ou humide de l'Optimum Proctor normal); compacté à l'Optimum; compacté à l'Optimum puis soumis à différentes conditions de succion : 400 kPa, 1500 kPa, séché à l'air dont l'humidité relative est de 35%, et séché à 1500 kPa de succion puis remouillé à 400 kPa de succion. Finalement, on discutera la détermination de la courbe de rétention d'eau à partir des courbes porosimétriques.

Le chapitre V sera consacré à la détermination de la perméabilité du limon de Jossigny saturé et non saturé à partir des modèles basés sur les résultats porosimétriques.



## **CHAPITRE IV**

### **ETUDE DE LA MICROSTRUCTURE**





#### IV-1 INTRODUCTION

Depuis les travaux de Proctor en 1933, les travaux sur le compactage ont concerné le rôle de l'eau comme lubrifiant (Hogentofler 1936) et la théorie de la double couche diffuse (Lambe 1958). Selon cette dernière, le sol compacté du côté sec de l'Optimum présentait une structure floculée, et de l'autre côté une structure plutôt dispersée. Cela a conduit beaucoup de chercheurs à étudier l'évolution de l'orientation des particules, suivant la courbe Proctor (Pacey et Mitchell 1956, Martin 1966, d'après Bouche 1967). Depuis lors, cette théorie est devenue la plus utilisée (Seed et Chan 1959-1960, Bouche 1967, Camapum de Carvalho 1987).

Diamond (1970) a étudié au microscope électronique à balayage sur une kaolinite et une illite, et obtenu des observations différentes des conclusions de la théorie de Lambe. Pour ces deux argiles, l'auteur a observé sur un échantillon compacté du côté sec une structure en agrégats séparés l'un des autres par des pores inter-agrégats de dimension de l'ordre du micron. Diamond a observé pourtant une structure massive sans gros pores à l'Optimum et du côté humide. Dans les agrégats, une légère orientation a été observée, mais l'ensemble de la structure ne présente pas une orientation marquée dans tous les cas.

Les travaux réalisés pour étudier l'influence de la structure (floclée ou dispersée) sur le comportement mécanique étaient en général faits sur des échantillons compactés et préalablement saturés (Seed et Chan 1959-1960, Bouche 1967). Il paraît intéressant d'en faire un résumé :

a) le retrait dû au séchage s'accroît avec l'augmentation de la teneur en eau (Seed et Chan 1959, Diamond 1970). Par contre la pression de gonflement diminue avec la dernière (Seed et Chan 1959).

b) en ce qui concerne la compressibilité, si l'on s'intéresse aux petites déformations, on observe une rigidité plus grande du côté sec de l'Optimum que du côté humide. Lorsque la contrainte appliquée est suffisamment élevée, la structure initiale est probablement modifiée, et c'est le matériau le plus sec qui devient plus compressible (Lambe 1958, Puiatti et Gestin 1983, Camapum de

Carvalho 1986). Quand la contrainte appliquée est très importante, on tombe pour les deux types d'échantillons sur le même point dans le plan  $e$ -logP (Lambe 1958).

c) Seed et Chan (1959), Bouche (1967) ont étudié l'effet de la structure sur la résistance au cisaillement. Ils ont montré que c'est le sol du côté sec qui est le plus rigide, et qu'à grande déformation, la résistance du sol est indépendante de la structure initiale créée par le compactage à différentes teneurs en eau. Camapum de Carvalho et al. (1986) ont confirmé cette observation.

d) Seed et Chan (1959) ont travaillé sur une argile silteuse compactée. En effectuant des essais non drainés sur des échantillons compactés à différentes teneurs en eau et préalablement saturés, ils ont remarqué que l'influence de la structure sur la résistance au cisaillement se traduisait sur la pression interstitielle : la résistance exprimée en contrainte effective était indépendante de la structure initiale.

e) en principe, l'augmentation de la densité favorise la résistance du sol. C'est toujours le cas pour un sol compacté du côté sec. Mais du côté humide on observe parfois le contraire : la résistance à faible déformation (1%) est d'autant moins grande que le sol est dense (Bouche 1967, Puiatti et Gestin 1983). Ce phénomène est moins évident ou inexistant pour un sol avec une fraction granulaire importante ou pour un sol très plastique; dans ce cas, l'effet de la structure initiale est complètement ou en grande partie effacé (Seed et Chan 1960).

Afin de bien comprendre le comportement des sols compactés, après l'étude de Diamond (1970), un certain nombre de travaux sur la microstructure ont été réalisés à l'aide de la porosimétrie au mercure et la microscopie électronique à balayage (Diamond 1970, Sridharan et al. 1971, Ahmed et al. 1974, Prapaharan et al. 1991); on a montré que la structure dépendait de l'énergie appliquée, du mode de compactage, et surtout de la teneur en eau de compactage; l'établissement de la relation entre la courbe porosimétrique et la perméabilité s'est avérée également être un pas important vers la détermination indirecte du coefficient de perméabilité (Garcia-Bengochea 1978 et 1979, Juang

1981, Juang et Holtz 1986).

A partir de l'amélioration de la préparation des échantillons pour des essais porosimétriques, caractérisée par le passage de la déshydratation par mise à l'étuve à l'utilisation de la lyophilisation, une étude de l'effet du séchage sur la structure a été conduite par Audiguier-Marcel et Delage (1987) afin d'étudier la rétraction de différents sols au séchage, divers sols naturels ont été étudiés (limon, sable, argile raide et marne), et Audiguier-Marcel et Delage ont remarqué que pour différents matériaux, l'évolution de la courbe porosimétrique avec le séchage est distincte, et dépend de la composition et de la microstructure initiale du sol. Pour les sols compactés, Diamond (1970) a montré que l'échantillon compacté du côté humide de l'Optimum se rétractait plus au séchage que celui compacté du côté sec. Ahmed et al. (1974) ont confirmé cette observation en travaillant sur une autre argile. Malheureusement, faute de techniques de succion imposée, ils n'ont pas pu pousser cette étude plus loin.

Dans le but de mieux comprendre l'effet de la succion sur les propriétés hydro-mécaniques du limon de Jossigny, une étude microscopique a été menée en collaboration avec M. Audiguier-Marcel et C. Lapeyre du CGI, qui ont eu la générosité de consacrer une partie de leur temps précieux pour la réalisation de ce travail qui concerne la minéralogie, la porosimétrie au mercure et la microscopie électronique à balayage.

## IV-2 ETUDE MINERALOGIQUE

L'objectif de cette étude est d'avoir une idée sur la composition des argiles du limon étudié, en analysant le spectre émis par un matériau excité d'un faisceau des rayons X. Le principe peut être succinctement résumé ci-dessous (Gaudon 1980) :

Soit un faisceau des rayons X de longueur d'onde  $\lambda$ , incident sur un système de plans réticulaires d'espacement  $d$  sous un angle  $\theta$ . Ce faisceau sera diffracté par le cristal sous un angle  $2\theta$ . On a ainsi la condition de Bragg :

$$n\lambda = 2 d \sin \theta$$

où  $n$  est l'ordre de la diffraction. En imposant  $\lambda$ , on fait l'analyse du spectre réfléchi par les cristaux en faisant varier  $\theta$ , pour déterminer les différentes distances inter-réticulaires du minéral, et à partir de là le caractériser.

Trois lames de limon de Jossigny ont été passées : la lame normale est destinée à la formation d'un diagramme de référence pour les lames avec traitement ; la lame glycolée a pour but de mettre en évidence la présence des minéraux gonflants, en écartant les feuillets de ces minéraux avec de l'éthylène-glycol ; la lame chauffée est utilisée afin de préciser le constituant : la kaolinite est détruite par chauffage à 490 °C.

Le dépouillement des spectres (cf. annexe IV) de ces trois lames montre que la fraction argileuse du limon de Jossigny est constituée principalement d'illite, de kaolinite et d'interstratifié illite-smectite en quantité non négligeable. Vu que les méthodes quantitatives pour la détermination de la composition d'une argile sont jusqu'à présent très approximatives, l'analyse quantitative n'est pas abordée dans le cadre de cette étude.

### IV-3 ETUDE MICROSCOPIQUE

#### IV-3.1 Principes d'essais et appareils utilisés

##### IV-3.1.1 Porosimétrie au mercure

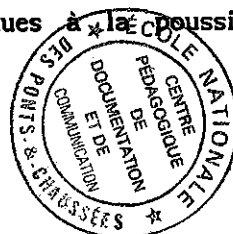
La porosimétrie à mercure repose sur le caractère non mouillant du mercure. Pour le faire pénétrer dans un milieu poreux vide d'air, il faut lui appliquer une pression d'autant plus forte que la porosité est fine. Si l'on assimile ce milieu poreux à un ensemble de tubes capillaires, on relie la pression d'entrée du mercure au rayon d'un capillaire par la loi de Jurin évoquée précédemment. Une des limitations du système est qu'il donne une mesure d'un rayon d'accès au pore, qui n'est pas nécessairement égale au rayon du pore lui-même.

Le porosimètre utilisé est du type Carlo Erba, modèle 2000 WS, qui opère de 1 à 2000 bars, et définit une gamme de rayon d'accès entre 7 et 0,0035  $\mu\text{m}$ . L'échantillon lyophilisé de quelques grammes est placé dans le dilatomètre, et ensuite l'ensemble est désaéré pendant au moins 24h. Ceci étant fait, la pression est ramenée pas à pas à la pression atmosphérique tout en contrôlant en même temps le volume de mercure injecté, qui permet d'étendre la courbe porosimétrique à une pression inférieure à 1 bar. Il ne reste alors qu'à mettre le porosimètre en marche; il fonctionne avec un système de pilotage et d'acquisition de données.

##### IV-3.1.2 Microscopie électronique à balayage

La microscopie électronique à balayage (MEB) consiste à recueillir des informations visuelles, résultant de l'interaction entre un faisceau d'électrons monocinétiques bombardant un certain volume microscopique d'échantillon du matériau étudié. On présente ici brièvement la technique de mise en place de l'échantillon, sans entrer dans la description détaillée de la machine.

a) Le lavage des porte-échantillons; cette étape s'avère importante dans la mesure où l'on veut supprimer les parasites dues à la poussière sur les



porte-échantillons.

b) Le collage des échantillons; les échantillons avec des surfaces cassées représentatives sont collés avec de la colle spéciale, conductrice après la métallisation.

c) La métallisation; l'ensemble (sol, colle et porte-échantillon) est mis ensuite sous vide pour désaérer pendant 24 heures. Puis la métallisation a lieu à une intensité de 10 mA durant 2,5 minutes.

d) La mise en place des échantillons; les échantillons métallisés sont par la suite placés dans la chambre de la machine. On rappelle que le système fonctionne sous vide, ce qui assure la propagation libre des électrons.

La machine est du modèle ABT-55, qui est un modèle assez avancé pour ce qui est de la souplesse de manoeuvre et de la qualité des images. On note l'importance du centrage du filament dans le réglage préalable. A cet égard, la coopération de P. Moucheron, du CERAM, a été précieuse et appréciée.

#### IV-3.2 Caractéristiques des échantillons

Huit échantillons sont préparés de la façon décrite au chapitre II, destinés à avoir une compréhension générale sur des effets de la teneur en eau de compactage, de la dessiccation et de l'humidification sur la microstructure. Leurs caractéristiques sont récapitulées dans le tableau IV-1. Trois points de la courbe Proctor ont été considérés : l'Optimum, un échantillon du côté sec (Psec,  $\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 14,9 \%$ ), et un échantillon du côté humide de même densité que le précédent (Hum,  $\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 21,5$ ). L'échantillon compacté à l'Optimum Proctor normal a été étudié tel quel (Nat), séché à l'air (Sair), saturé (Sat), et soumis à diverses conditions de succion contrôlée :  $s = 400 \text{ kPa}$  (400),  $s = 1500 \text{ kPa}$  (1500), et  $s = 1500 \text{ kPa}$  puis  $400 \text{ kPa}$  (154).

On note la dispersion des valeurs de volume poreux total ( $n_p$ ) due à l'hétérogénéité des échantillons au niveau de la densité. L'information résultant de la mesure avec la spectrométrie double source gamma (chapitre II) montre qu'on pourrait avoir un écart de  $0,76 \text{ kN/m}^3$  entre la densité sèche

Tableau IV-1 Caractéristiques des échantillons

Echan.	w (%)	Sr (%)	n = Vv/V	np = Vv/Ws	Préparation
Psec	14,86	58,7	0,408	0,253	côté sec
Hum	21,49	83,5	0,412	0,257	côté humide
154	14,28	61,9	0,386	0,231	Optimum/1500/400 kPa
Sair	3,21	15,6	0,359	0,206	Opt. /séché à l'air
1500	13,19	57,7	0,383	0,228	Optimum/1500 kPa
400	17,7	73,4	0,396	0,241	Optimum/400 kPa
Nat	18,3	76,9	0,393	0,238	Optimum
Sat	24,5	94,4	0,414	0,26	Optimum/saturation



moyenne et la densité locale, soit 4,6%. Cela implique une erreur de 11% sur  $n_p$ . Vu la bonne correspondance entre la densité sèche moyenne déterminée à partir du volume mesuré avec le pied à coulisse et celle obtenue avec la double source gamma, l'erreur sur la mesure de densité moyenne pourrait être supposée négligeable.

### IV-3.3 Exploitation des résultats

#### IV-3.3.1 Effet de la teneur en eau de compactage et de l'énergie appliquée

##### IV-3.3.1.1 Observation en porosimétrie et en microscopie

Le porosimètre utilisé permet en principe de mesurer un rayon d'accès minimum de  $0,0035 \mu\text{m}$ . Cependant quelques problèmes rencontrés à haute pression ont perturbé les mesures au dessus de 105 MPa, et on ne considère ici les rayons que jusqu'à une valeur minimale de  $0,007 \mu\text{m}$ .

Sur la figure IV-1 (Delage, Audiguier-Marcel et Cui), on montre les courbes (cumulées et dérivées) porosimétriques des divers échantillons compactés à l'énergie Proctor à différentes teneurs en eau. On rappelle que les échantillons Psec et Hum ont la même densité ( $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ). La différence du volume poreux total sur cette figure (IV-1-b) est attribuée à l'hétérogénéité de densité locale.

Sur les courbes dérivées (IV-1-a), on s'aperçoit que l'échantillon sec Psec se distingue nettement des deux autres par sa grande famille de macroporosité de rayons d'accès de pore compris entre  $1,8$  et  $6 \mu\text{m}$ . Cette observation est en bon accord avec les résultats obtenus sur d'autres types de sol (kaolinite, illite) par les auteurs cités précédemment. Par ailleurs, l'allure des courbes se différencie manifestement : pour le côté sec la courbe est bimodale et les deux points d'inflexion sont situés à  $r = 0,26$  et  $4 \mu\text{m}$ , et correspondent à une famille de microporosité et à une de macroporosité. A l'Optimum, un point d'inflexion est apparent à  $r = 0,28 \mu\text{m}$ , et une famille mal classée de rayons d'accès supérieurs à  $1 \mu\text{m}$  est observée. Du côté humide, une seule famille se situant aux alentours de  $r = 0,44 \mu\text{m}$  est observée. La courbe

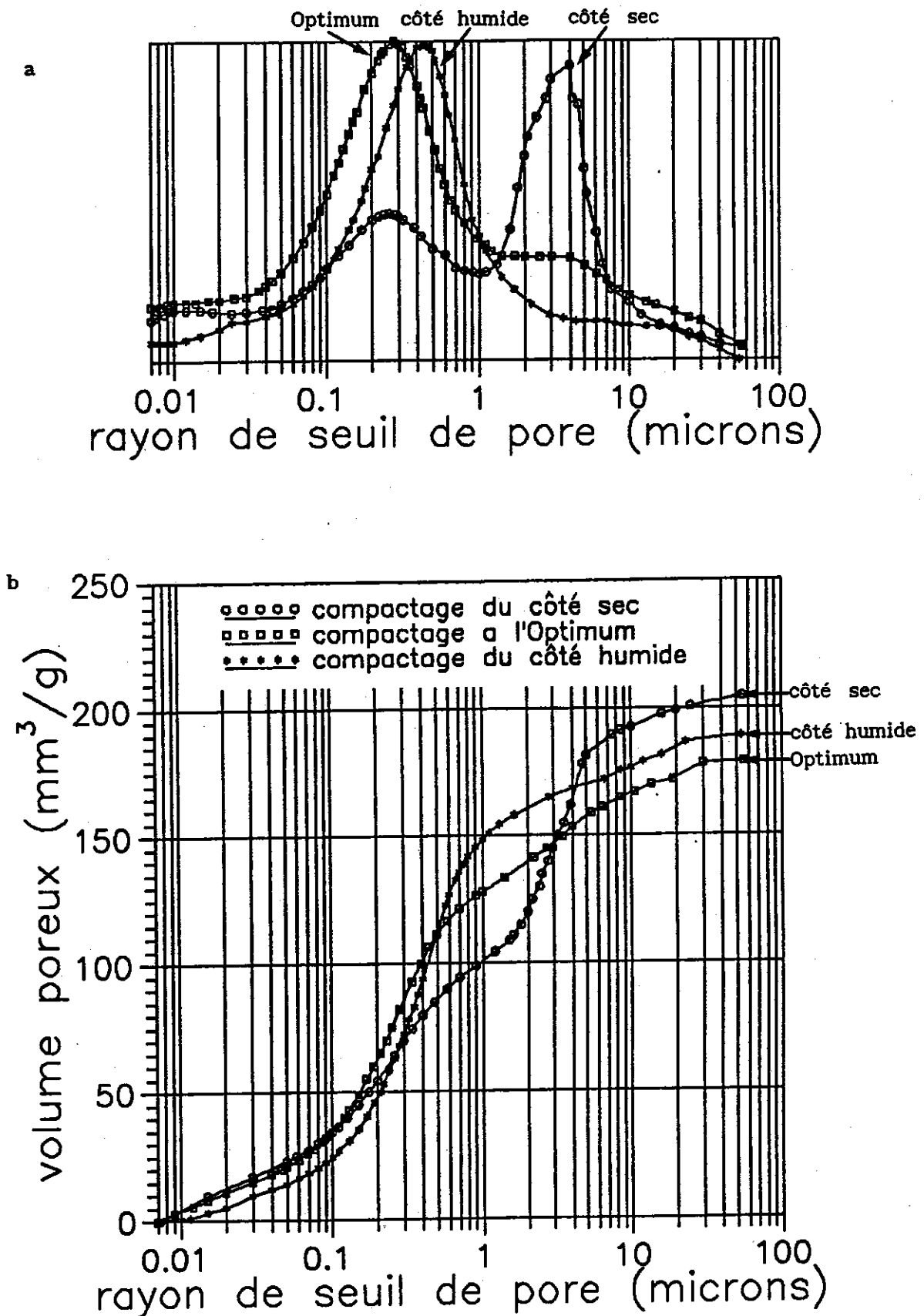


Figure IV-1 : Courbes porosimétriques des trois échantillons compactés à différentes teneurs en eau a) courbes dérivées  
b) courbes cumulées

est unimodale.

Sur la figure IV-1-b, dans la partie à  $r \leq 0,03 \mu\text{m}$ , on s'aperçoit que le volume poreux pour Nat et Psec est le même, mais celui de Hum est nettement en dessous; ceci provient probablement d'un mauvais suivi des mesures de volume à haute pression, caractérisé par un plateau de la courbe Hum pour  $r < 0,012 \mu\text{m}$ . Les résultats d'Ahmed et al. (1974) sur de l'Illite ont montré que dans cette partie, les trois courbes des échantillons compactés du côté sec, du côté humide et à l'Optimum, étaient pratiquement parallèles.

Compte tenu du différent volume poreux total pour ces trois échantillons, il semble convenable de tracer les courbes porosimétrique en pourcentage (figure IV-1-c). On définit de façon arbitraire trois types de porosité : l'ultraporosité ( $r \leq 0,03 \mu\text{m}$ ), la microporosité ( $0,03 - 1 \mu\text{m}$ ) et la macroporosité ( $> 1 \mu\text{m}$ ). Le pourcentage de différentes porosités est présenté au tableau IV-2.

Tableau IV-2 Pourcentage de différentes porosités

Ech.	Ultra (%) $r \leq 0,03 \mu\text{m}$	Micro (%) $0,03 < r \leq 1 \mu\text{m}$	Macro (%) $r > 1 \mu\text{m}$
Psec	8,8	40,8	50,4
Nat	8,4	63,1	28,5
Hum	5,0	73,4	21,6

On observe que la macroporosité de Psec est nettement supérieure à celle de Nat et de Hum; ce qui montre que la réduction de macroporosité peut se produire soit par l'énergie mécanique (Nat), soit par une augmentation de teneur en eau (Hum). Cette réduction de macroporosité se traduit par une augmentation de microporosité : la microporosité de Nat et celle de Hum sont bien plus importantes que la microporosité de Psec. Quant à l'ultraporosité il semble qu'elle soit la même pour les trois échantillons.

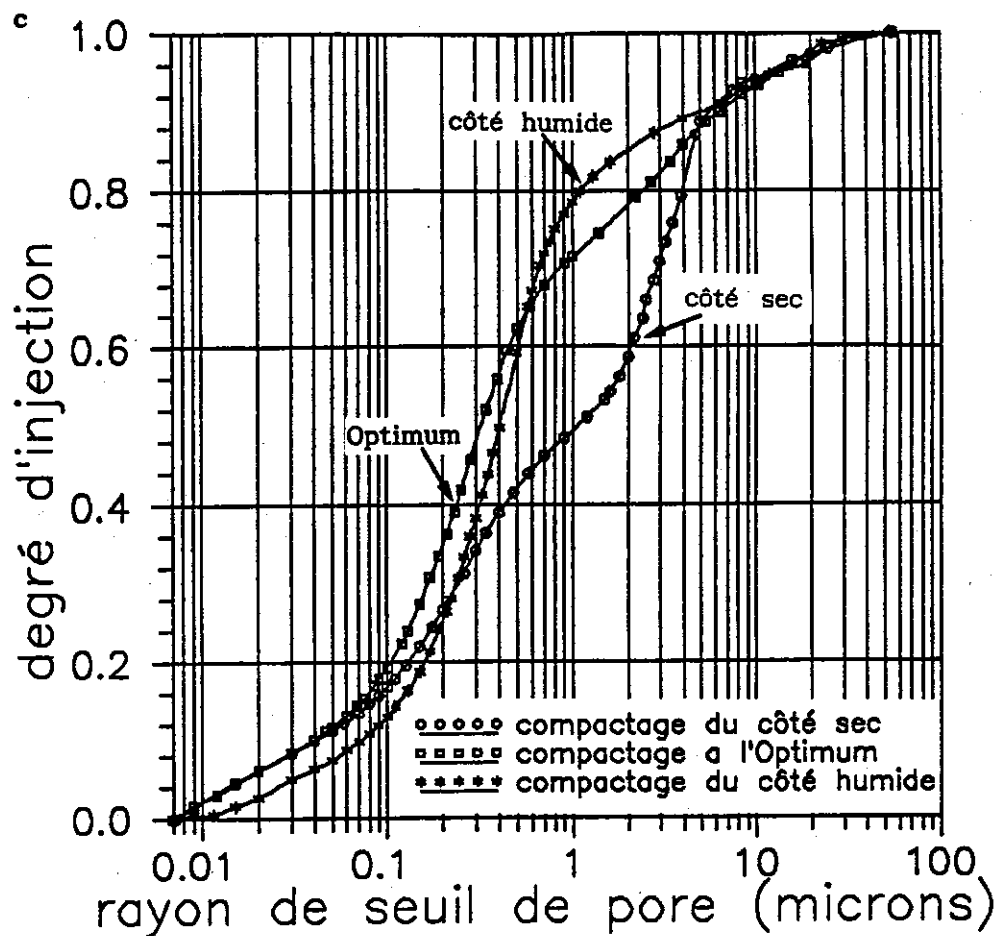


Figure IV-1-c : Courbes porosimétriques présentées en pourcentage

Il est intéressant de comparer ces observations quantitatives de porosimétrie au mercure avec l'observation qualitative obtenue au microscope électronique à balayage. Sur la photo IV-1 qui est prise sur l'échantillon sec, on voit clairement des agrégats formés de l'assemblage de grains de limon de diamètre de l'ordre de 20  $\mu\text{m}$ . Ces agrégats ont un diamètre maximal d'environ 140  $\mu\text{m}$ . Des gros pores qui semblent avoir au maximum 4  $\mu\text{m}$  de rayon sont compris entre ces agrégats; ceci correspond à la famille de macroporosité observée en porosimétrie. La phase argileuse est peu apparente. Si l'on fait un plus fort grossissement sur un agrégat (photo IV-2), on voit que les grains de silt sont tapissés d'argiles et sont en contact les uns avec les autres avec des liens argileux.

Il faut noter qu'on observe également sur Psec des zones où se présentent des grains de silt ayant  $20\text{ }\mu\text{m}$  de diamètre en moyenne sans gros pores inter-agrégats (photo IV-3).

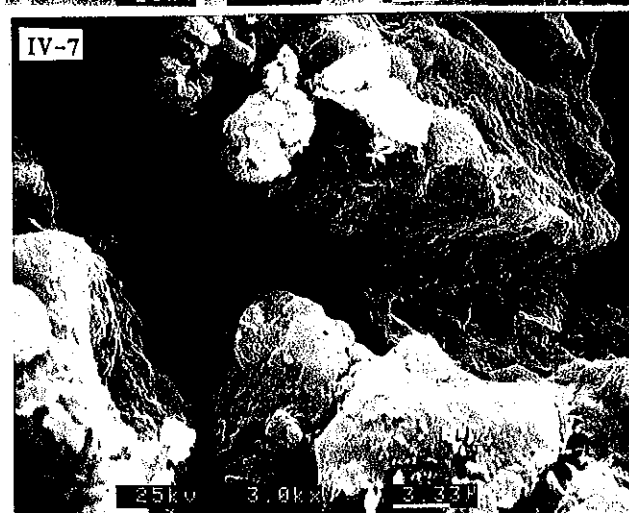
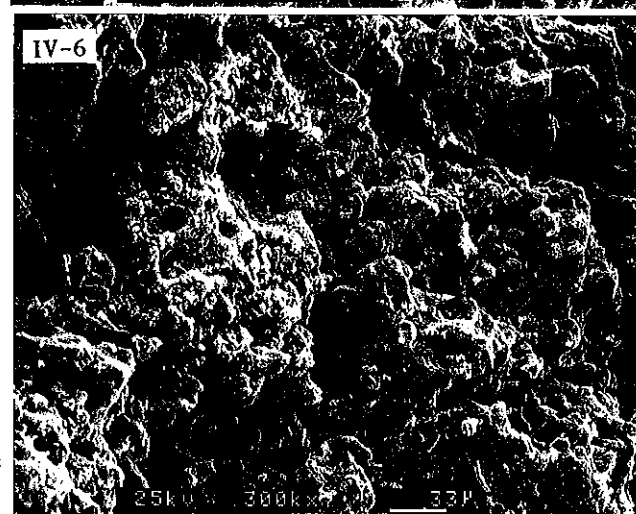
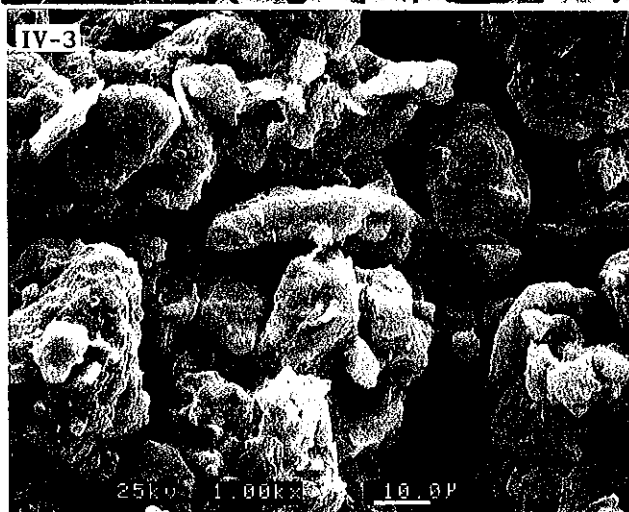
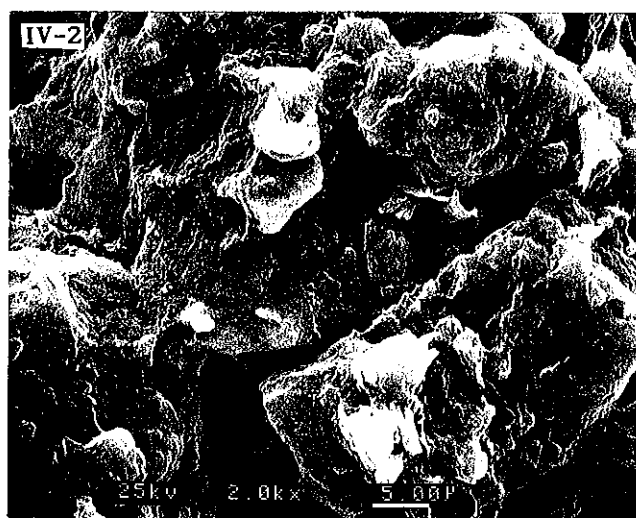
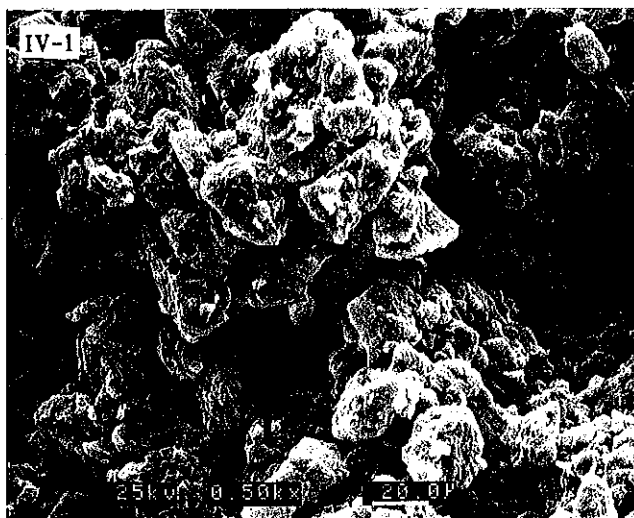
L'apparence générale de l'échantillon humide à faible grossissement (photo IV-4) est totalement différente de celle de l'échantillon sec pour une densité pourtant identique. Les grains sont noyés dans une matrice argileuse omniprésente qui donne un aspect voilé et flou à l'image. Les gros pores inter-agrégats observés du côté sec ne sont plus présents. Sur la photo IV-5, on montre les remplissages argileux entre grains avec un fort grossissement. On observe sur cette photo que les pores internes à la phase argileuse ont un rayon apparent de l'ordre de  $0,5\text{ }\mu\text{m}$  environ en moyenne, ce qui est en bonne correspondance avec la courbe porosimétrique.

Quant à l'échantillon compacté à l'Optimum (photo IV-6), il présente à fort grossissement un aspect granulaire assez serré, et les agégats sont moins apparents que du côté sec. L'aspect granulaire correspond, comme du côté sec, à un collage important de la phase argileuse sur les grains. A plus fort grossissement (photo IV-7), on observe entre les grains des ponts argileux, et des pores de phase argileuse de rayon inférieur à  $0,5\text{ }\mu\text{m}$ , ce qui est compatible avec la courbe porosimétrique qui a défini une famille de pores à  $r = 0,44\text{ }\mu\text{m}$ . L'existence claire de la porosité inter-agrégats est moins évidente que pour l'échantillon sec, mais on observe néanmoins sur la photo IV-6 des rayons variant entre 10 et  $30\text{ }\mu\text{m}$ .

#### IV-3.3.1.2 Interprétation

L'observation au MEB sur l'échantillon sec (Psec) a montré une microstructure constituée en grande partie d'agégats de  $140\text{ }\mu\text{m}$  de diamètre, le reste ayant une taille de  $20\text{ }\mu\text{m}$  de diamètre en moyenne correspondant à la taille moyenne des grains de silt de ce limon. Ceci nous conduit à faire l'hypothèse suivante sur la formation de sa structure :

Après le tamisage à  $400\text{ }\mu\text{m}$ , le sol est constitué essentiellement d'agégats naturels de diamètre inférieur à  $400\text{ }\mu\text{m}$ , qui ne sont pas détruits par le broyage. Ces agégats peuvent être modifiés par une énergie extérieure



Photos en microscopie électronique  
à balayage du limon compacté  
IV-1, IV-2 et IV-3 : côté sec (Psec)  
IV-4 et IV-5 : côté humide (Hum)  
IV-6 et IV-7 : Optimum (Nat)



plus ou moins forte, selon la valeur de la teneur en eau qui contrôle la rigidité des liens argileux au sein des agrégats. En l'absence de contraintes extérieures, ils ne peuvent être détruits par un apport d'eau que dans le cas où la teneur en eau est voisine ou supérieure à la limite de liquidité  $w_L$ ; dans ce cas, l'argile se comporte en quelque sorte comme un liquide. Pour Psec, dont la teneur en eau de 14,9% est inférieure à la limite de plasticité  $w_p$ , la phase argileuse engendre probablement un comportement élastique fragile, avec des liens argileux tellement forts qu'il faut une contrainte élevée pour permettre le compactage en cassant ces liens. Ainsi, les gros agrégats supérieurs à 140  $\mu\text{m}$  de diamètre sont écrasés en petits agrégats plus petits, ou en grains individuels.

A propos de l'échantillon humide, il est intéressant de s'interroger sur l'origine de la quantité d'argile qui comble les gros pores de type inter-agrégat, afin de mieux comprendre le rôle de l'eau dans ce limon compacté. Comme on l'a mentionné précédemment, avant l'ajout de l'eau dans le sol, l'argile existe essentiellement entre les grains, et joue le rôle de "colle" à l'intérieur des agrégats. La forte teneur en eau de 21,5% de cet échantillon, qui est supérieure à la limite de plasticité, ramolit et fait probablement gonfler les composantes interstratifiées de ces argiles; sous l'effet d'une contrainte extérieure, les grains de silt entourés d'argile se rapprochent les uns des autres, l'argile se trouvant proche d'un contact inter-grain pouvant être extrudée et combler ainsi les pores préexistants. Cela se traduit macroscopiquement par une forte compressibilité du matériau au cours du compactage par rapport à l'échantillon compacté du côté sec Psec.

A l'Optimum, on a observé au MEB que la répartition des argiles n'était pas uniforme, et que ce sont les agrégats avec une plus grande quantité d'argile qui se conservent le mieux; ceci montre que ce sont ces derniers qui résistent le mieux aux contraintes extérieures, dans les conditions où la teneur en eau est inférieure à la limite de plasticité (on rappelle qu'à l'Optimum  $w=18\%$ , et  $w_p = 19\%$ ).



#### IV-3.3.2 Effet de la saturation

Sur la figure IV-2 sont reportés les résultats de l'Optimum (Nat) présenté précédemment, et de l'Optimum saturé (Sat). Plusieurs informations peuvent être déduites des courbes dérivées (IV-2-a) : premièrement, la saturation a effacé la petite famille mal classée de macroporosité; deuxièmement, elle en a créé une d'ultraporosité. Par ailleurs, de Nat à Sat le point d'inflexion est passé de  $0,28 \mu\text{m}$  à  $0,48 \mu\text{m}$ . L'évolution de la courbe cumulée (IV-2-b) paraît encore plus intéressante : on voit un écart de plus en plus grand entre deux courbes tant que le rayon d'accès passe de  $0,007$  à  $0,03 \mu\text{m}$ , et à partir de là, un rapprochement progressif l'une de l'autre jusqu'au moment où les deux se confondent à  $0,1 \mu\text{m}$  environ. Le tronçon confondu se prolonge jusqu'à  $0,5 \mu\text{m}$ , et ensuite elles se reséparent progressivement jusqu'à la stabilité suivie d'une prolongation de deux courbes presque parallèles. Finalement en ce qui concerne le volume poreux total, la saturation a engendré 16,8% d'augmentation, qui s'est produit en grande partie pour les pores de  $0,5$  à  $6 \mu\text{m}$  de rayon d'accès.

La photo IV-8 illustre la structure microscopique de Sat. On voit la différence par rapport à la structure de Nat pour laquelle les grands pores sont assez marqués et la séparation des grains est bien nette. Le Sat nous rappelle en quelque sorte la microstructure de Hum, mais apparemment la saturation n'a pas pu engendrer une matrice argileuse continue baignant les grains. Globalement, selon cette photo, l'effet de la saturation peut être caractérisé par les phénomènes suivants :

1) la forme des grains est plus arrondie, ce qui est le résultat du gonflement d'argiles du type interstratifié illite-smectite identifiée en diffractométrie aux rayons X.

2) la taille de grands pores diminue. Cela est la conséquence du remplissage par les argiles.

3) la forme des agrégats reliés par des liens argileux est masquée. Cela est lié directement au remplissage de grands pores inter-agrégats formés lors du compactage, par les argiles, pendant la saturation.

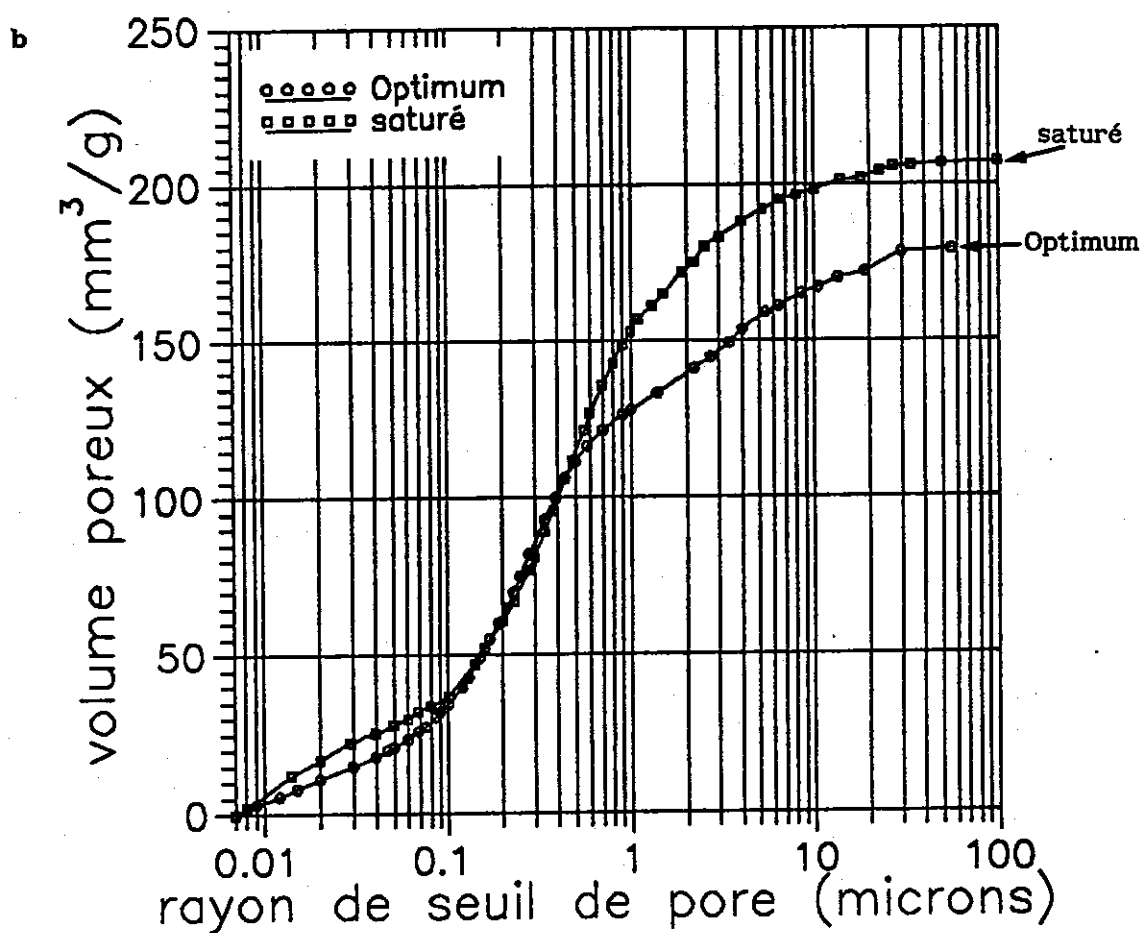
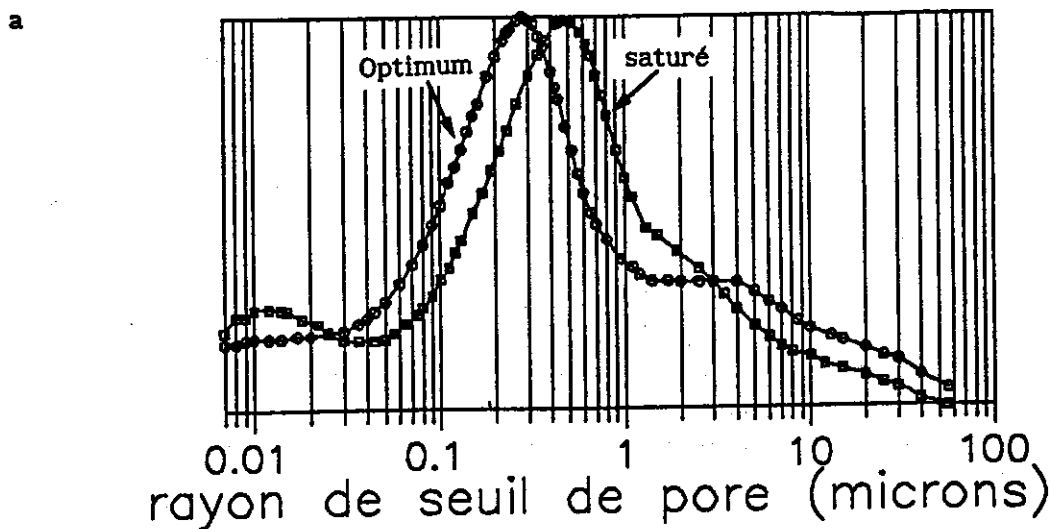


Figure IV-2 : Courbes porosimétriques

a) courbes dérivées

b) courbes cumulées

Le fait que le gonflement rende les grands pores moins nombreux explique bien la disparition de la famille de macroporosité observée sur la courbe porosimétrique. La photo IV-9 montre que cette macroporosité est remplacée par des pores plus petits qui mesurent  $0,5 \mu\text{m}$  environ en moyenne comme rayon d'accès. Cela montre donc que le déplacement du point d'inflexion de la microporosité dû à la saturation, vers la droite est la contribution du gonflement des argiles, qui transforme les grands pores en pores plus petits. Quant à la formation d'une famille d'ultraporosité, on pense qu'elle est due essentiellement à un écartement de type interfoliaire intervenant au sein des agrégats argileux lors de la saturation.

On voit que l'évolution du volume poreux, est un phénomène très complexe. Premièrement, le gonflement des argiles se situant sur les parois des grands pores transforme le volume de macroporosité en volume de microporosité. Deuxièmement, le gonflement d'argiles situés entre les grains entraîne un écartement des grains, donc une augmentation de volume poreux de la macroporosité, compensé par le phénomène précédent. Par ailleurs, il est probable que le gonflement des argiles non-uniformément réparties engendre des mouvements relatifs entre les grains (rotation ou glissement).

Les informations issues de la microscopie électronique à balayage nous indiquent que le tronçon confondu sur la figure IV-2-b semble bien provoqué par le réarrangement des grains, car les pores de forme allongée omniprésents de  $0,15 \mu\text{m}$  environ de rayon d'accès (photo IV-10) coïncident avec la taille définie par ce tronçon.

Il paraît intéressant de regarder comment les argiles ont rempli les grands pores en gonflant. On montre sur la photo IV-11 un grand pore couvert d'argiles, une structure typique en nid d'abeilles. On note l'importance de ce changement de structure dû au gonflement des argiles dans les propriétés hydrauliques du matériau, qui sera discutée ultérieurement.

#### IV-3.3.3 Effet de la succion

Dans l'application de la technique de la porosimétrie au mercure à l'étude de la microstructure, un grand problème réside dans la méthode de déshydratation des échantillons, de façon à éviter le plus possible les variations de volume, qui sont une des caractéristiques d'une éventuelle modification de la structure du sol. Comme on a l'évoqué précédemment, l'évolution de la technique de préparation depuis le séchage à l'étuve jusqu'à la lyophilisation, permet d'une part d'étudier la microstructure quasi-intacte, et d'évaluer l'influence du séchage à l'étuve sur la structure d'autre part.

Travaillant sur une illite, Ahmed et al. (1974) ont mise en évidence l'effet du séchage à l'étuve sur la microstructure des échantillons compactés à différentes teneurs en eau (figure IV-3). Il a montré que l'ampleur du séchage était d'autant plus marquée que la teneur en eau de compactage était grande. Cela est en bon accord avec les approches classiques. De plus, selon ses résultats, les grands pores (rayon d'accès  $> 1,5 \mu\text{m}$ ) n'étaient pratiquement pas touchés par le séchage pour les échantillons compactés du côté humide et à l'Optimum. En revanche, pour celui compacté du côté sec, c'était les pores entre  $0,035$  et  $15 \mu\text{m}$  de rayon d'accès qui étaient plus influencés.

Les travaux de Audiguier-Marcel et Delage (1987) ont montré que l'effet du séchage (à l'air cette fois) était différent sur différents sols; il dépend de la composition et de la structure initiale du sol (figure IV-4) : pour le limon de Tillet, le séchage influence uniformément tous les pores ; pour le sable argileux de Beauchamp, la perturbation se trouve entre  $0,1$  et  $1 \mu\text{m}$  ; il semble aussi que l'argile verte de Romainville a réagi de la même façon que l'argile sensible du Québec : une disparition presque totale des grands pores dont les rayons d'accès sont supérieurs à  $0,1 \mu\text{m}$ , a été accompagnée d'une augmentation de volume de petits pores ( $< 0,1 \mu\text{m}$ ). Sur la marne blanche de Pantin, constituée d'un squelette de grains de calcite, et d'une argile fibreuse (sépiolite), l'augmentation du volume des petits pores au séchage était très légère, du fait de la nature tout-à-fait différente de la structure.

Faute de moyens de contrôle de succion, les auteurs évoqués ci-dessus n'ont pas pu étudier l'évolution de la microstructure sous l'effet d'une dessiccation

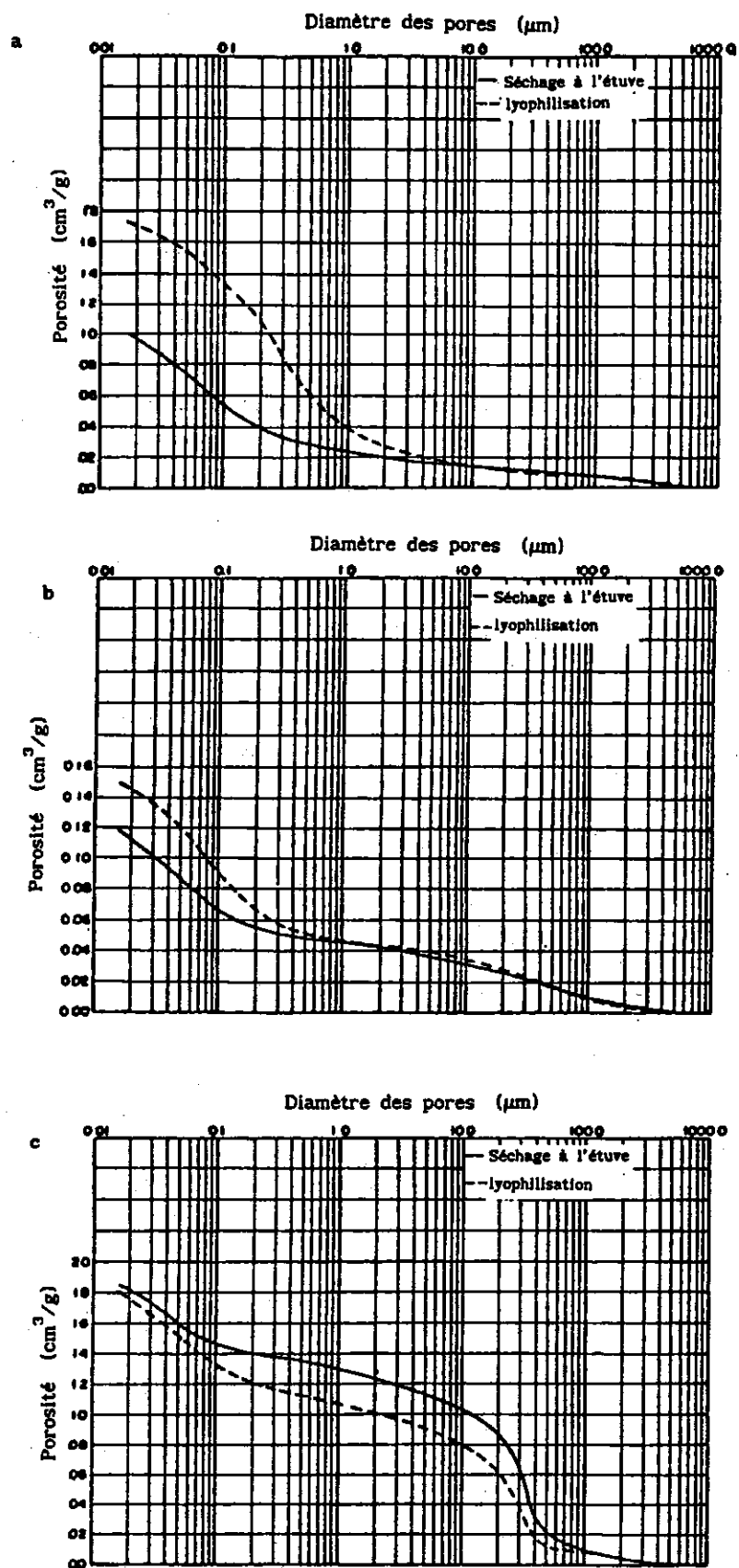


Figure IV-3 : Effet du séchage à l'étuve

a) côté humide b) Optimum c) côté sec (Ahmed 1974)

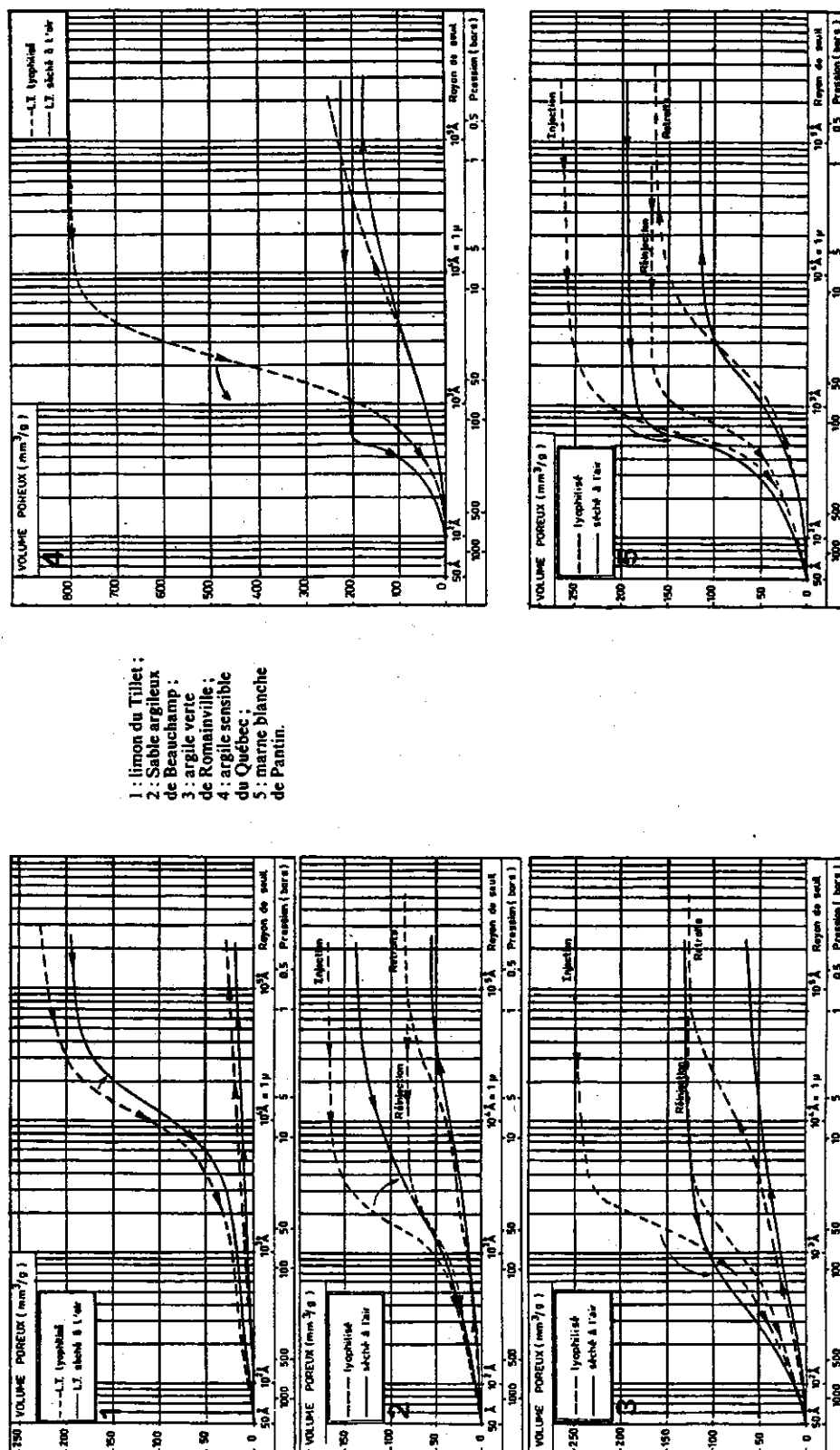


Figure IV-4 : courbes porosimétriques des différents sols  
 (Audiguer-Marcel et Delage 1987)

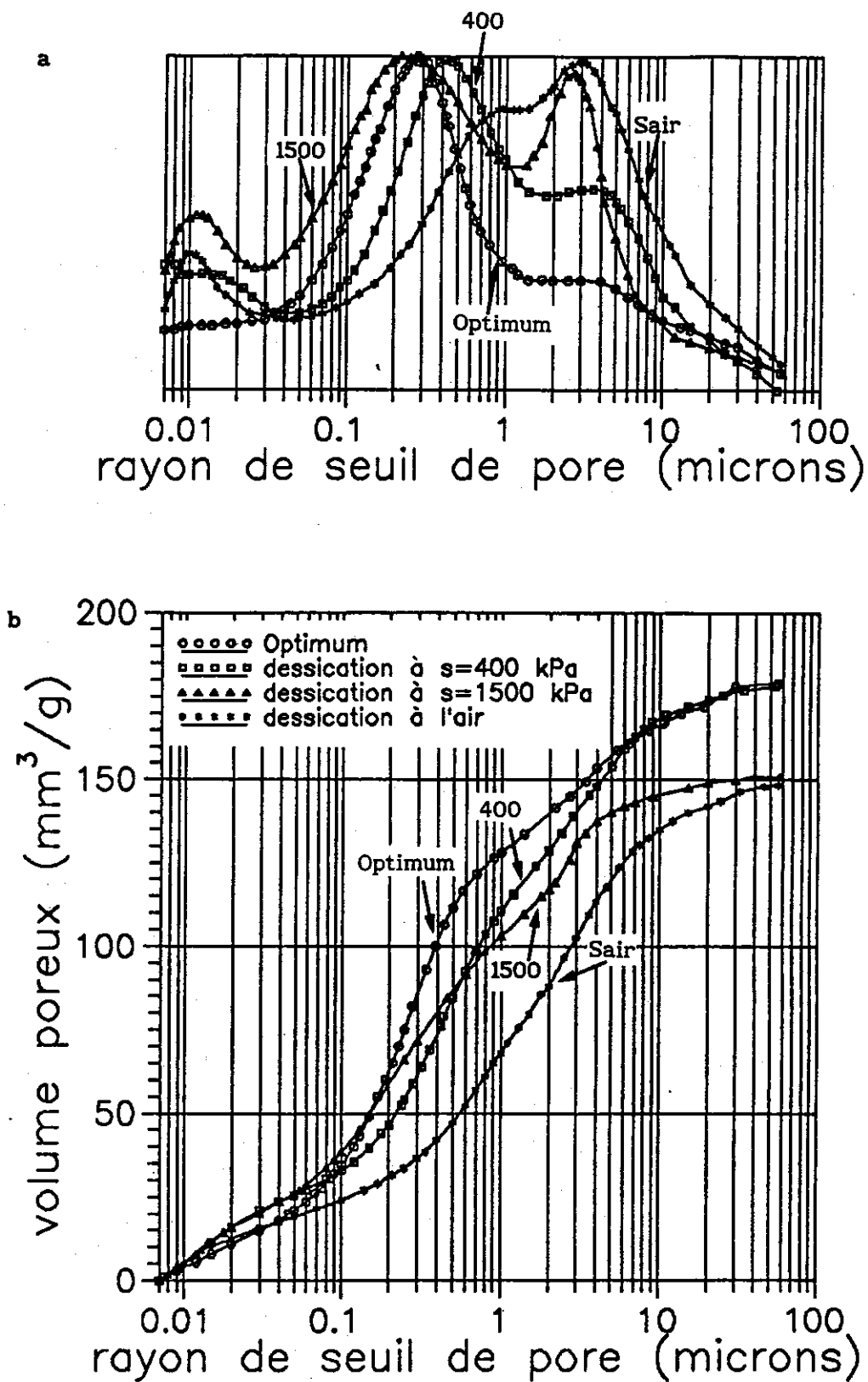


Figure IV-5 : Effet de la dessication sur les courbes porisimétriques

a) courbes dérivées b) courbes cumulées

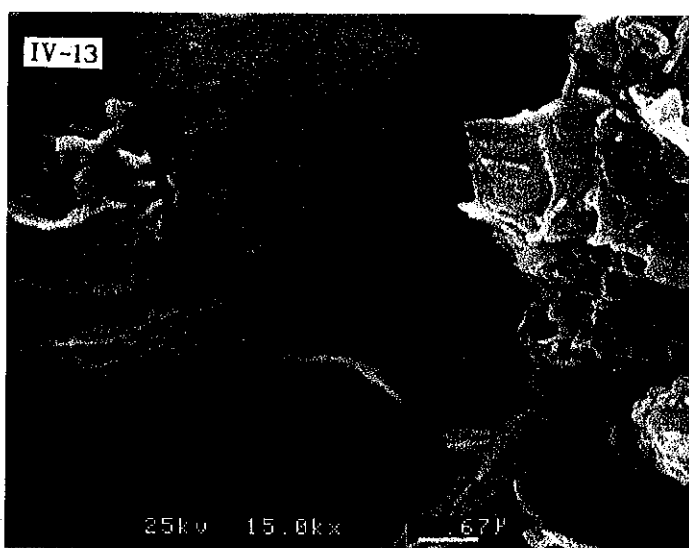
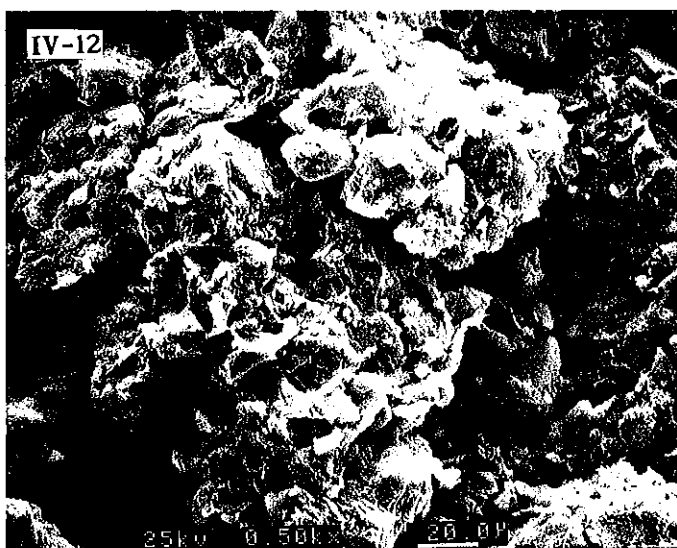
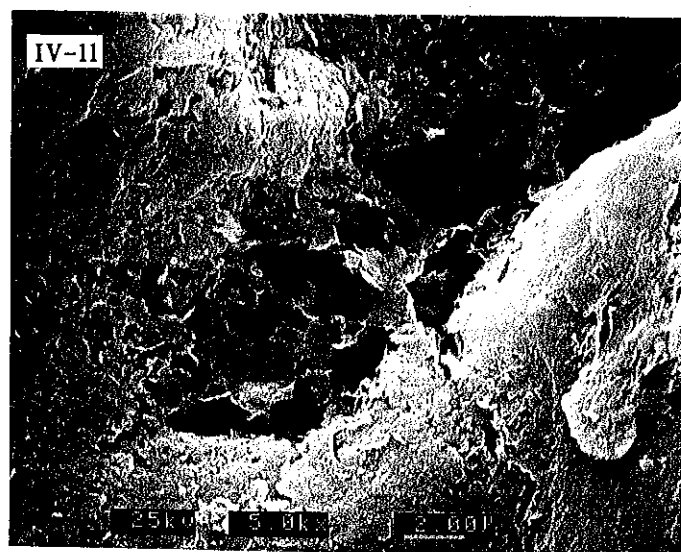
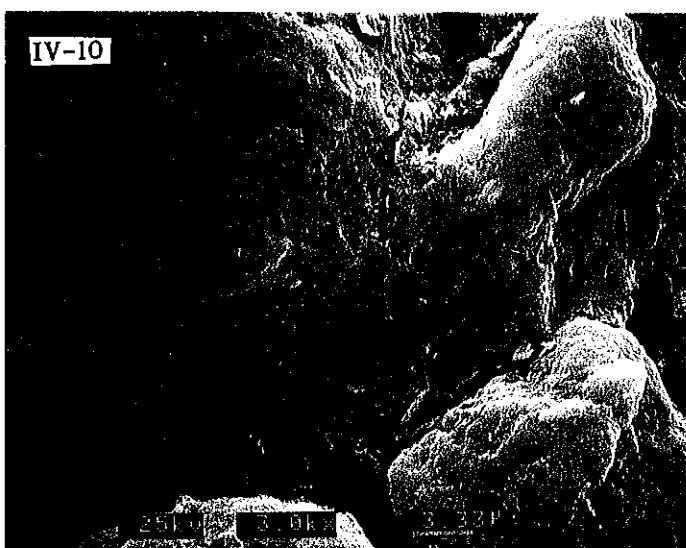
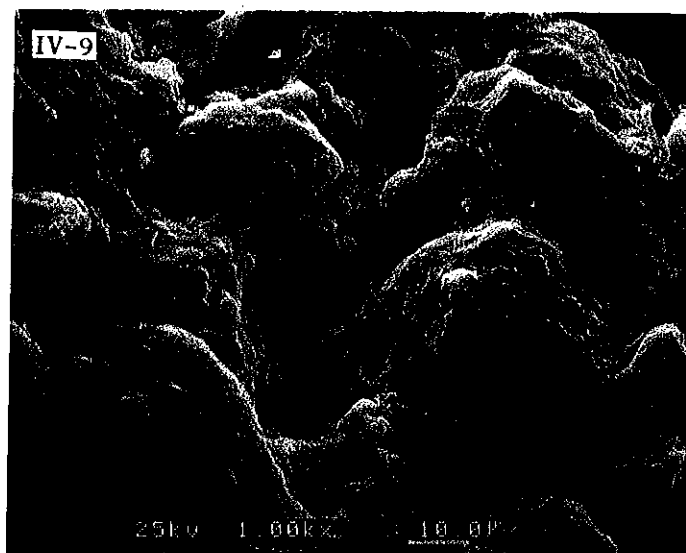
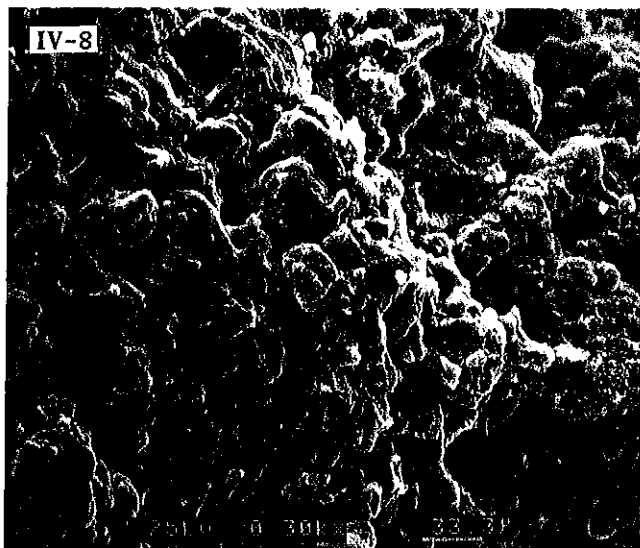
progressive. Avec la technique de contrôle de succion par la solution de PEG présentée au chapitre II, on a pu réalisé une étude microstructurale avec des échantillons mis préalablement à différentes succions. Sur la figure IV-5 sont présentés les résultats porosimétriques obtenus sur l'Optimum (Nat), l'Optimum séché à  $s = 400$  kPa (400), l'Optimum séché à  $s = 1500$  kPa (1500) et l'Optimum séché à l'air (Sair). On note que la succion initiale de Nat est de 200 kPa environ (chapitre II).

On commence par les courbes dérivées (figure IV-5-a); à l'exception de l'échantillon 1500, on constate un déplacement progressif des courbes à mesure que la dessiccation s'intensifie : la famille de macroporosité est de plus en plus marquée, avec des points d'inflexion pratiquement identiques (de 3 à 4  $\mu\text{m}$ ). Quant à la microporosité, on s'aperçoit qu'une succion de 400 kPa suffit pour déplacer la famille de 0,28 (Nat) à 0,41  $\mu\text{m}$  (400). Pour l'échantillon séché à l'air d'une humidité relative correspondant à 150 MPa de succion, la famille de microporosité n'existe plus. En ce qui concerne l'ultraporosité ( $r \leq 0,03 \mu\text{m}$ ), on observe la création d'une famille de pores de plus en plus marquée avec la succion croissante. L'anomalie de 1500 pourrait s'expliquer par une teneur en argile plus forte, qui entraînerait avant l'application de la succion, l'existence d'une famille de microporosité à plus faible rayon d'accès par rapport au Nat. Cela est compatible avec sa forte rétraction totale (figure IV-5-b).

Sur la photo IV-12, est montrée l'image microscopique de l'échantillon Sair. On voit bien que, par rapport à l'image de Nat (photo IV-6), sous l'effet du séchage, une part de la phase argileuse non plaquée donne à la structure un aspect déchiqueté (photo IV-13) qu'on peut interpréter par un modèle de type empilement de briques : on retrouve ainsi la dimension de l'élément géométrique de base, qui est la plaquette argileuse, et dont l'épaisseur peut être déduite de la famille d'ultraporosité : un rayon de 0,012  $\mu\text{m}$  définit ainsi une épaisseur de plaquette de 0,024  $\mu\text{m}$ , ordre de grandeur correct pour ce type d'argile (Mitchelle 1976). Cela provoque l'augmentation de l'ultraporosité. Le même type d'interprétation semble valable à  $s = 1500$  kPa, où la famille d'ultraporosité est déjà bien apparente.







Photos en microscopie électronique à balayage  
 IV-8, IV-9, IV-10 et IV-11 : compacté et saturé (Sat)  
 IV-12 et IV-13 : compacté et séché à l'air (Sair)



Si l'on considère les variations de volume globales mesurées au pied à coulisse et présentées au tableau IV-3, on observe, que comme le compactage à l'Optimum a créé une structure bien serrée, une organisation quasiment jointive des grains plaqués d'argile, la dessication a peu d'effet sur le volume. Ceci confirme que les différences de volume poreux total de la figure IV-5 sont dues, à une hétérogénéité locale.

Tableau IV-3 Rétraction des échantillons due à la dessication

Echantillon	400	1500	Sair
Rétraction (%)	0	0,64	7,12

On présente sur la photo IV-14 l'image de 1500, où le détachement d'argile semble moins marqué par rapport au Sair, et confère à la structure une apparence moins déchiquetée et plus douce. La photo IV-15 montre une zone abondante d'argile de 1500, qui confirme l'hypothèse faite sur la courbe porosimétrique.

En ce qui concerne l'échantillon 400 (photo IV-16), on ne voit pas la différence par rapport à Nat.

En conclusion, l'effet du séchage sur la structure s'accroît lorsque la teneur en argile augmente. Bien entendu, la distribution de cette dernière joue un rôle dominant. elle peut à la dessication influencer soit l'ultraporosité, soit la macroporosité.

#### IV-3.3.4 Effet du remouillage

Dans la partie IV-3.3.2, on a discuté la modification de la microstructure due à la saturation, en soulignant le réarrangement des grains dû au gonflement d'argile non-uniforme. On peut en effet raisonnablement relier ce réarrangement aux déformations irréversibles du matériau.

Chu et Mou (1973, d'après Alonso et al. 1987) ont étudié, à l'oedomètre à succion contrôlée, le comportement mécanique de l'argile gonflante de Texas, sous sollicitation cyclique humidification-dessiccation. Ils ont remarqué que la déformation irréversible n'a été développée que durant la première humidification, et que par la suite, quelque soit le nombre de cycles, la déformation réversible devenait prédominante (figure IV-6) .

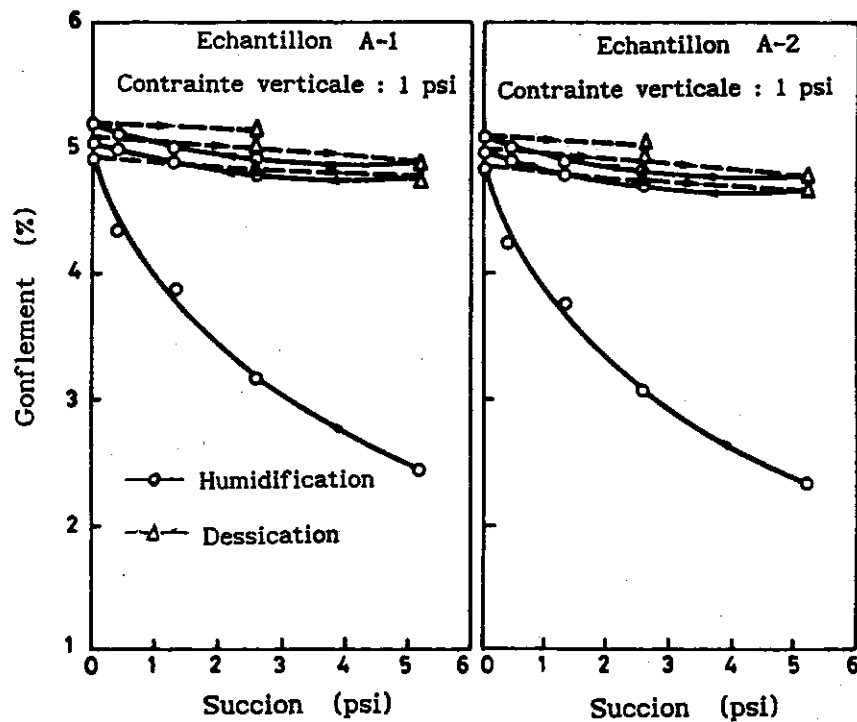


Figure IV-6 : Relation entre la succion et le gonflement  
(Chu et Mou 1973, d'après Alonso et al.)

Sur le limon de Jossigny normalement consolidé, Vicot (1990) a réalisé un essai cyclique dessiccation-remouillage lors de l'étude sur le couplage contrainte-succion. Il a montré que même si l'on commençait le cycle par une dessiccation, la déformation irréversible apparaissait au cours de la première sollicitation (figure IV-7).

Il est donc évident que pour éviter le réarrangement des grains, donc mettre en évidence l'effet propre du remouillage, il suffit d'appliquer d'abord

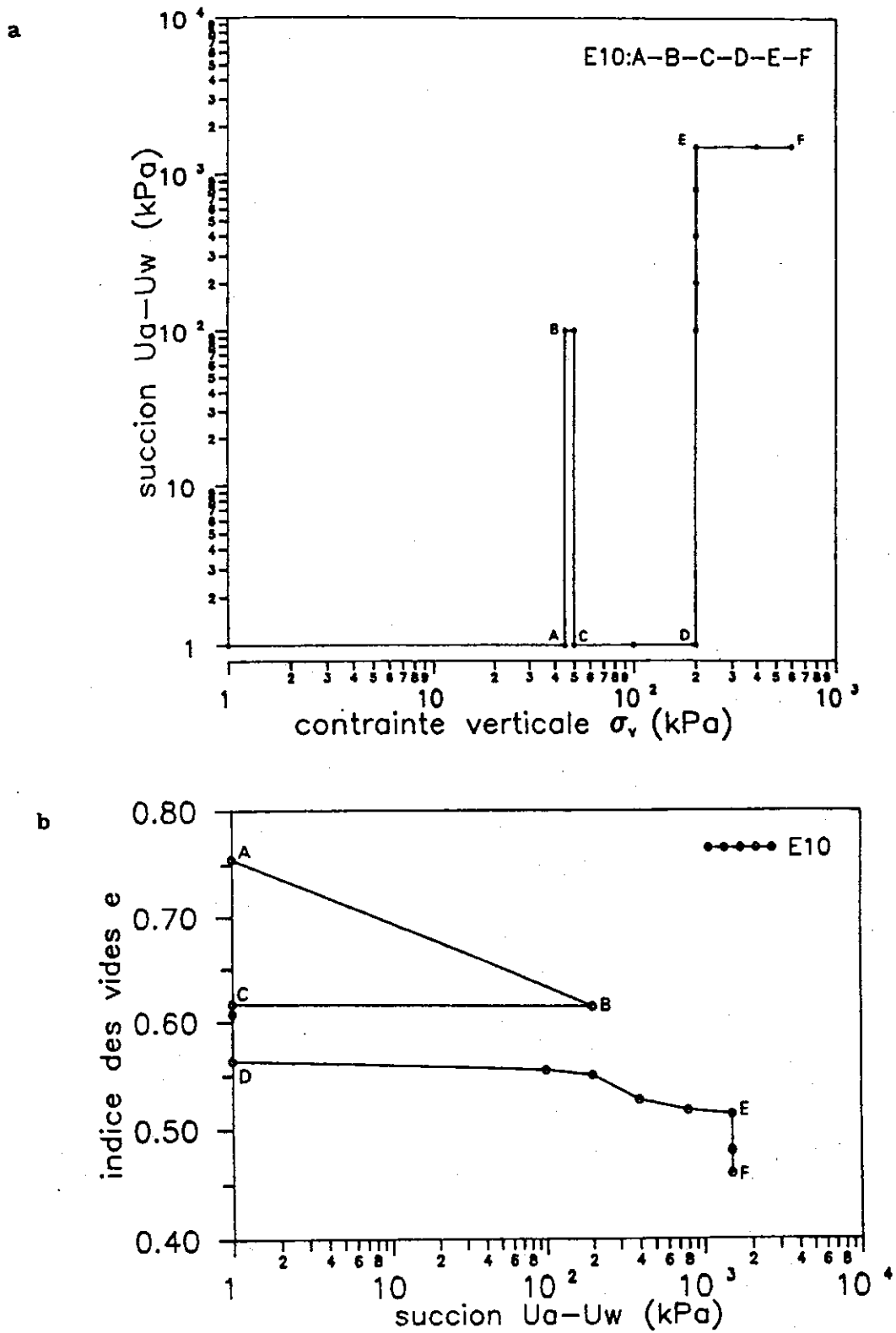


Figure IV-7 : Variation de volume en fonction de la suction

a) chemin de contraintes b) réponse en volume (Vicol 1990)

une succion assez élevée, et ensuite remouiller le sol à une succion inférieure. Sur la figure IV-8, on reporte les courbes de l'Optimum séché à  $s = 1500$  kPa (1500), et de l'Optimum séché à  $s = 1500$  kPa et puis remouillé à  $s = 400$  kPa (154).

On observe sur les courbes dérivées que le remouillage élimine la famille d'ultraporosité créée lors de la dessication à  $s = 1500$  kPa, ce qui peut être expliqué par le modèle de briques décrit précédemment. Le point d'inflexion de la microporosité est déplacé de  $0,22$  à  $0,14$   $\mu\text{m}$ , ce qui est probablement dû à l'enrichissement de cette famille par les pores créés par l'hydratation des plaquettes. On constate de plus que la courbe de distribution pour  $r \leq 0,3$   $\mu\text{m}$  est analogue à celle de l'échantillon 400. Ceci est le signe d'une bonne réversibilité des cycles hydriques au niveau des actions d'adsorption intervenant à l'échelle des plaquettes argileuses. Quant à la macroporité, on observe la similarité entre l'effet du remouillage à  $s = 400$  kPa et l'effet de la saturation (Sat) : la tendance de suppression de grands pores par remplissage dû au gonflement.

Par rapport à l'échantillon 1500, l'échantillon 154 a une image microscopique différente, caractérisée en particulier par les points suivants (photo IV-17):

1) les grains semblent être plus liés les uns avec les autres. Sachant qu'il est probable que la microporosité soit en grande partie la porosité n'étant accessible que par les pores existant dans les joints argileux entre les grains, le gonflement de ces joints, qui efface plus ou moins l'effet du séchage, rend les rayons d'accès plus petits. Ceci est une autre façon pour expliquer le déplacement vers la gauche du point d'inflexion des courbes porosimétriques. Sur la photo IV-18, on montre ce type de rayons d'accès avec un assez fort grossissement (3000x).

2) la distinction entre les agrégats devient plus confuse. On n'a plus une quantité de grands pores assez importante, du fait du gonflement des argiles. En ce qui concerne la taille des gros pores, on peut l'identifier sur la photo IV-19 où l'on discerne bien des grands pores de 2 ou 3  $\mu\text{m}$  de rayon

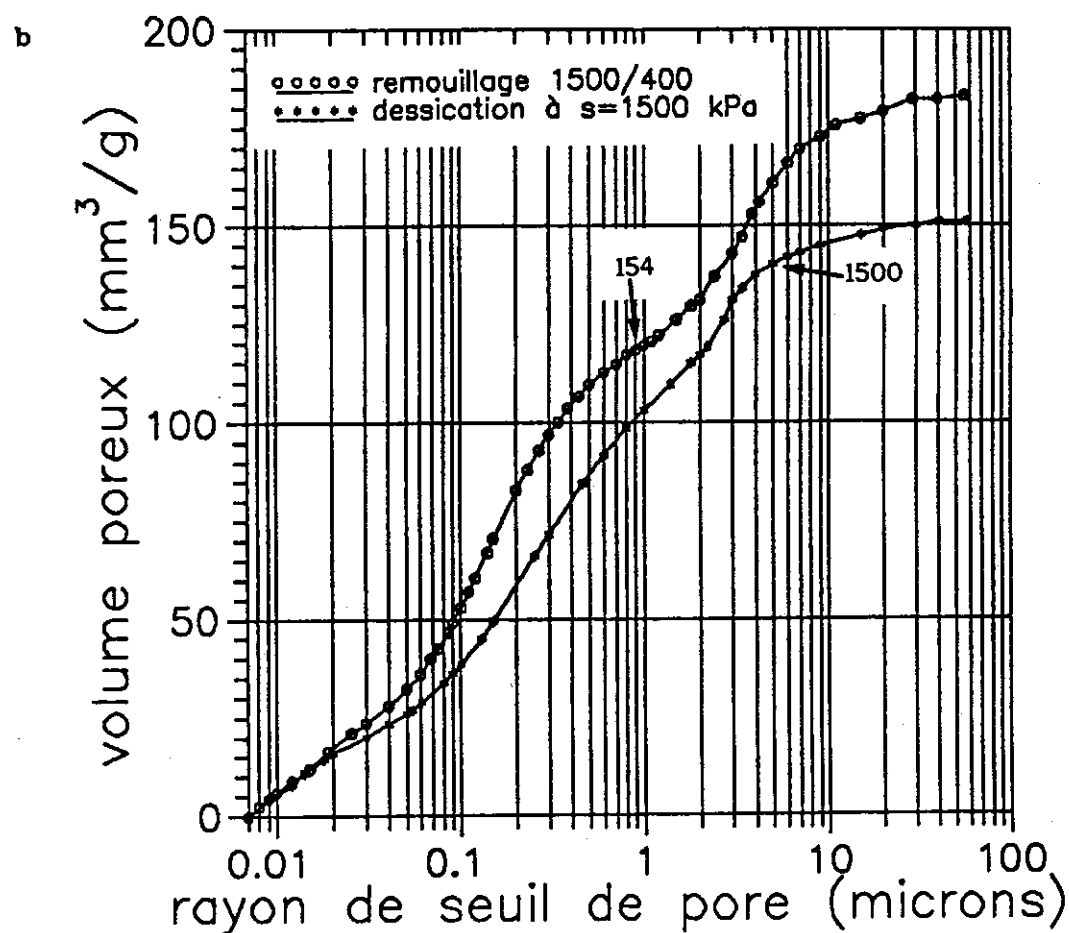
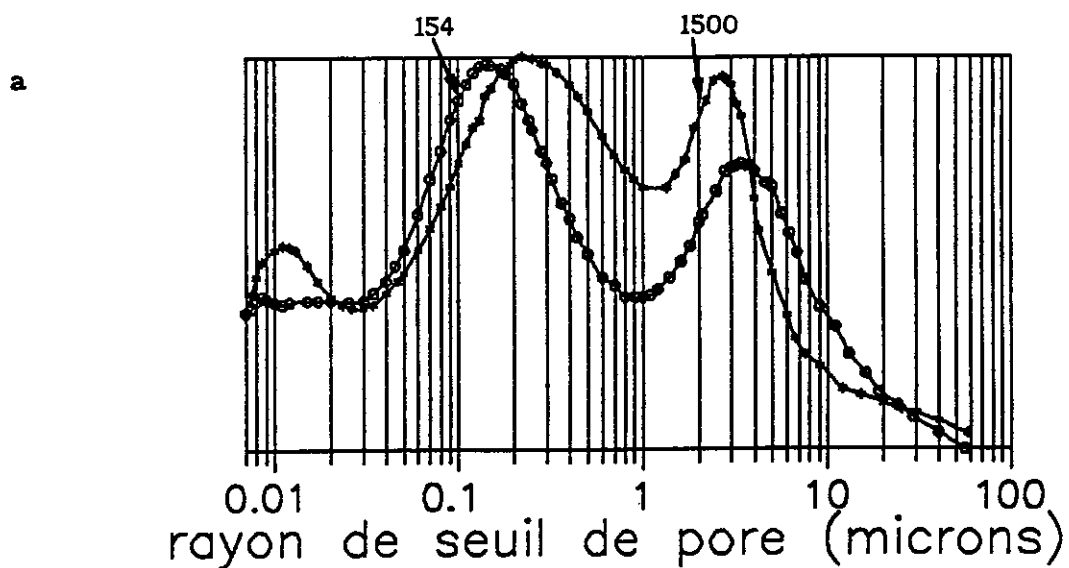
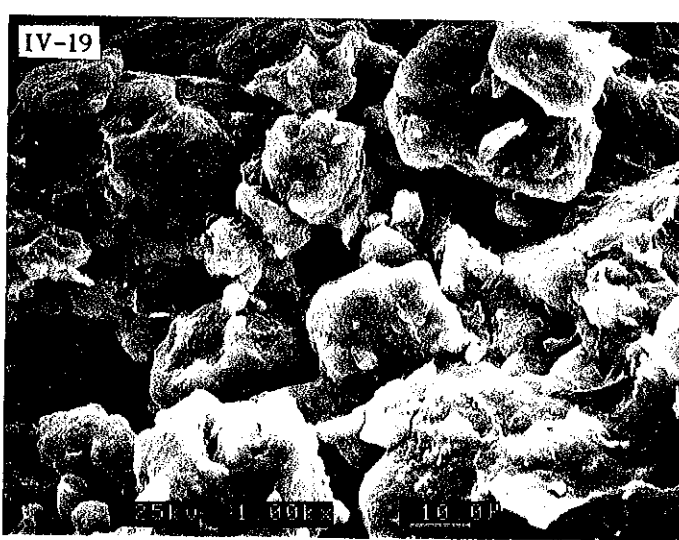
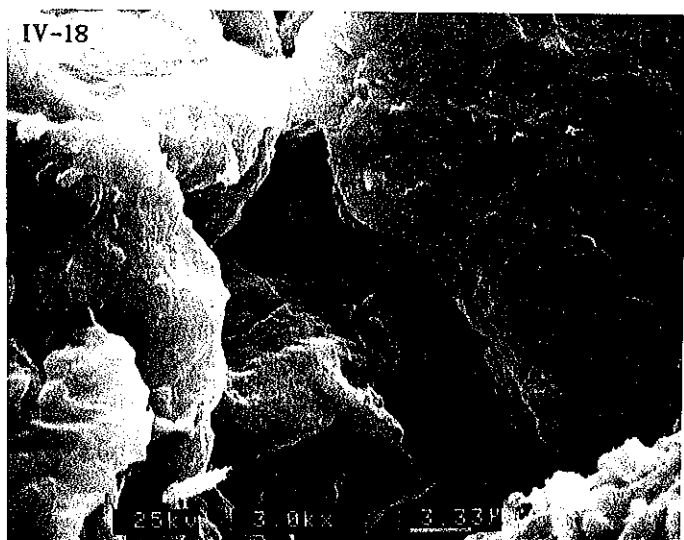
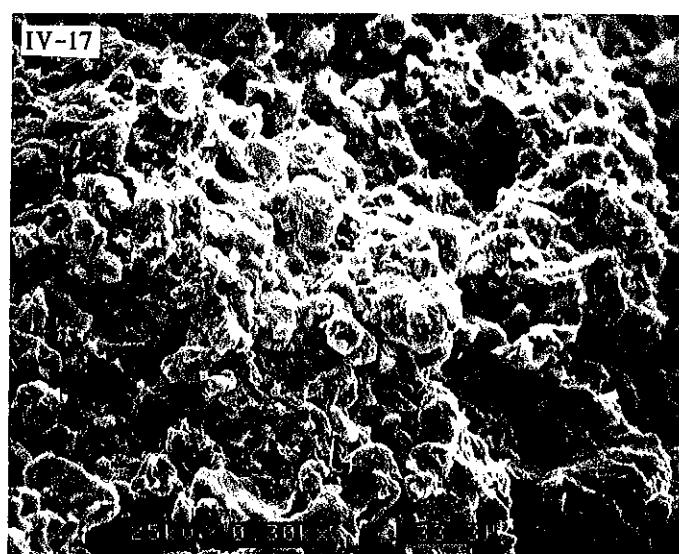
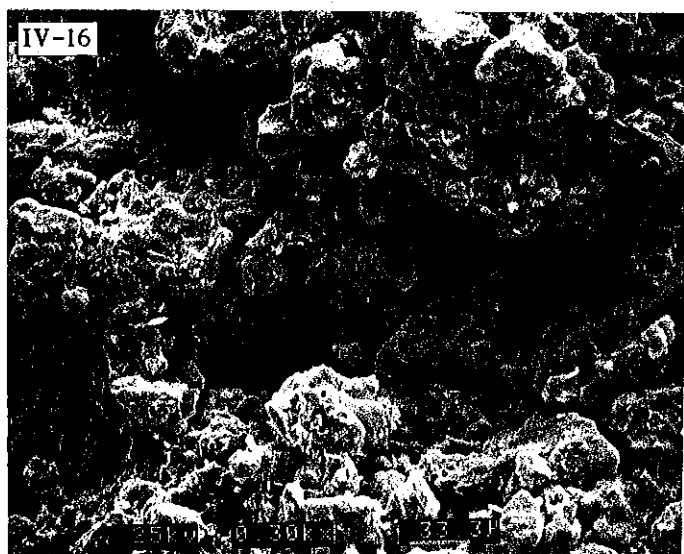
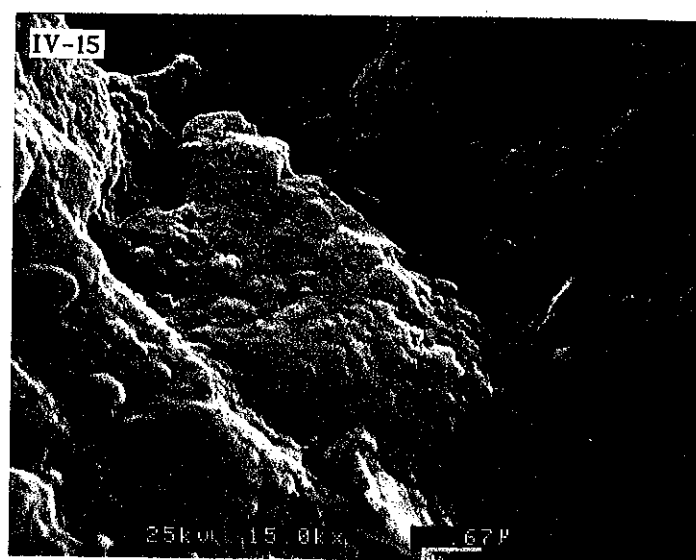
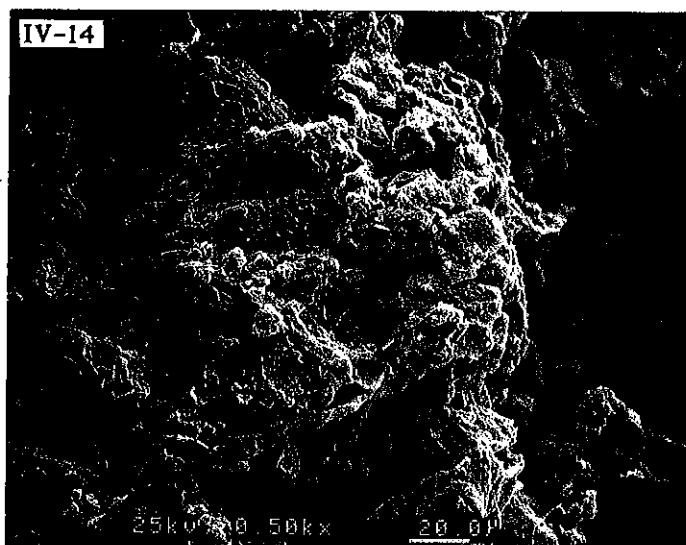


Figure IV-8 : Courbes porosimétriques

a) courbes dérivées b) courbes cumulées







Photos en microscopie électronique à balayage

IV-14 et IV-15 : compacté et désaturé à 1500 kPa de succion (1500)

IV-16 : compacté et désaturé à 400 kPa de succion (400)

IV-17, IV-18 et IV-19 : compacté et désaturé à 1500 kPa et puis remouillé à 400 kPa de succion (154)



d'accès en moyenne. On observe par ailleurs sur cette photo les pores de taille correspondant apparemment à la microporosité, de l'ordre de  $0,2 \mu\text{m}$  de rayon d'accès.

3) le détachement des agrégats argileux observé lors du séchage a disparu, il semble que les argiles se plaquent de façon uniforme sur les grains de silt. Cette observation confirme la disparition de la famille d'ultra-porosité.

En conclusion, les agrégats argileux sont très sensibles à la variation de succion. De plus, la modification de la structure formée d'agrégats argileux, est très complexe lors de la variation de succion : la saturation écarte ces agrégats, provoquant une augmentation de volume poreux et une famille d'ultra-porosité (Sat); la dessication entraîne un réarrangement des feuillets argileux, engendrant également une famille d'ultraporosité intra-plaquettes (400, 1500 et Sair). Par ailleurs, la remarque sur la modification irréversible de la microstructure semble permettre une compréhension sur le problème d'hystérésis observé sur la courbe de rétention d'eau, qui fait l'objet de la discussion dans la partie qui suit.

#### IV-4 COURBES POROSIMETRIQUES ET COURBES DE RETENTION D'EAU

##### IV-4.1 Introduction

Pour les agronomes, la courbe de rétention d'eau, qui est la relation entre la teneur en eau et la succion, est un outil essentiel pour la compréhension des interactions entre l'eau, le sol et la plante. Pour un géotechnicien l'explication des phénomènes hydrauliques et mécaniques observés sur les sols non saturés se fait aussi à l'aide de ce type de courbe, le tassement d'un terrain dû au séchage ou à la végétation par exemple.

En général, la détermination de la courbe de rétention d'eau se réalise expérimentalement de deux manières différentes. La première, dite mesure directe de la succion consiste à mesurer la succion à différentes teneurs en eau avec des méthodes de mesure telles que la méthode du tensiomètre à eau, la méthode psychrométrique et la méthode du papier filtre etc.. La deuxième est appelée la méthode d'imposition de succion qui consiste, par définition, à imposer une succion en mesurant la teneur en eau de façon classique. Parmi les techniques utilisées pour l'imposition de la succion, on peut citer la méthode de l'humidité relative contrôlée (solutions salines saturées), la méthode osmotique et la méthode de surpression d'air. On signale que ces méthodes sont souvent complémentaires. Sur la figure IV-9, on montre la courbe de rétention d'eau classique réalisée par Croney (1952) sur un sable pollué. On voit bien que la variation de la teneur en eau n'est pas réversible lorsque le sol se soumet à un cycle de dessiccation-humidification.

##### IV-4.2 Principe de la détermination de la courbe de rétention d'eau

D'une courbe porosimétrique, on peut déduire, pour un rayon d'accès  $r$  donné, la porosité cumulative  $\bar{n}$  qui est le rapport entre le volume de mercure injecté dans les pores dont le rayon le plus petit est  $r$  et le volume total de l'échantillon. en prenant l'hypothèse qu'une injection de mercure dans les pores équivaut à une extraction d'eau, on parvient à une formule suivante :

$$w = \frac{(\bar{n} - \bar{n}_r)}{(1 - \bar{n}_r)}$$

où  $\gamma_s$  est le poids spécifique du sol.

En ce qui concerne l'évaluation de la pression capillaire d'eau, reprend la loi de Jurin :

$$P = - \frac{2T \cos \theta}{r}$$

où  $P$  est la pression,  $T$  la tension surfacique,  $\theta$  l'angle de raccordement,  $r$  le rayon capillaire.

Ainsi, pour le mercure, on a :

$$P_m = - \frac{2T_m \cos \theta_m}{r}$$

Pour l'eau :

$$P_w = - \frac{2T_w \cos \theta_w}{r}$$

d'où

$$P_w = - \frac{T_w \cos \theta_w}{T_m \cos \theta_m} P_m$$

prenons  $T_w = 0,073$  N/m,  $\theta_w = 0^\circ$ ,  $T_m = 0,484$  N/m,  $\theta_m = 147^\circ$ , on aboutit à la relation suivante (Audiguier-Marcel 1979, Prapaharan et al. 1985) :

$$P_w \approx 0,18 P_m$$

Il est donc simple d'établir une relation entre  $P_w$  et  $r$  en partant d'un essai porosimétrique à mercure. Sur la figure IV-10, on montre les résultats de Prapaharan et al. (1985). On aperçoit une assez bonne correspondance entre l'expérience et la modélisation.

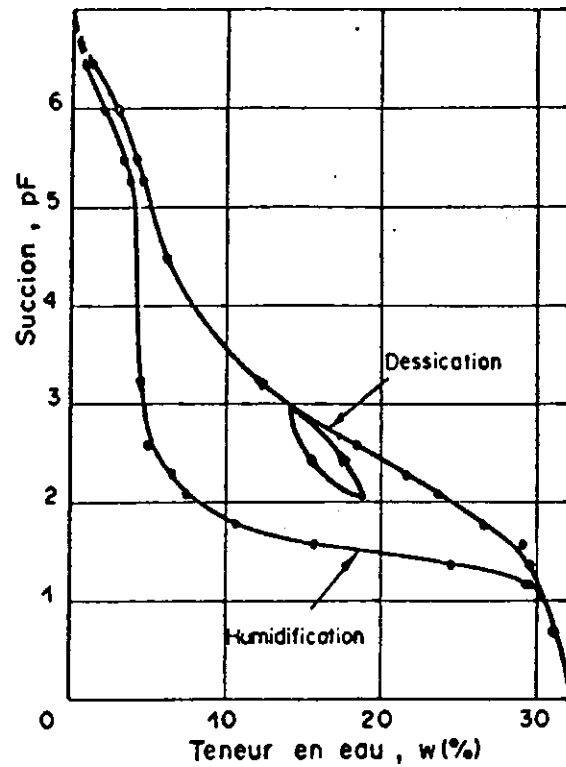


Figure IV-9 : Courbe de rétention d'eau d'un sable pollué (Croney 1952)

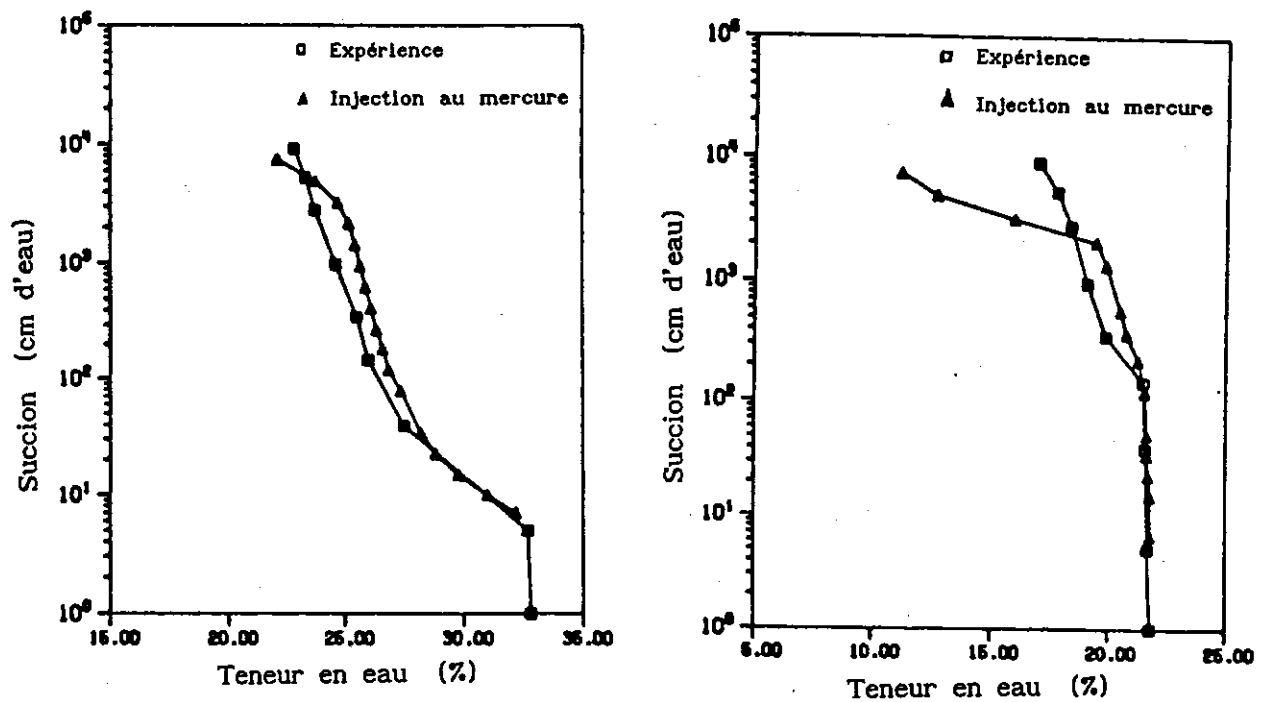


Figure IV-10 : Courbes de rétention d'eau déterminées à partir  
des courbes porosimétriques (Prapaharan 1985)

#### IV-4.3 Courbe de rétention d'eau du limon de Jossigny compacté.

Sur la figure IV-11, on présente en trait discontinu la courbe déterminée à partir de la courbe porosimétrique de Nat, ainsi que la courbe expérimentale obtenue avec la méthode osmotique (chapitre II). On observe que :

a) la courbe calculée donne une bonne allure globale qui est cohérente avec les courbes classiques de ce type ;

b) la courbe expérimentale se trouve largement au dessus de la courbe calculée.

Le point a) montre en effet qu'il est convenable d'assimiler l'injection de mercure par pression au drainage d'eau par succion, et que c'est le rayon d'accès qui prédomine dans la relation entre la succion et la teneur en eau.

Une question peut se poser à la lumière du point b) : est-ce que la courbe calculée équivaut physiquement à une vraie courbe de rétention d'eau déterminée expérimentalement? Si la réponse est affirmative, il paraît très difficile d'expliquer l'écart important entre ces deux courbes : pour une teneur en eau de 15%, on a 1500 kPa de succion environ sur la courbe expérimentale et 60 kPa seulement sur l'autre. En outre, quand la teneur en eau tend vers zéro, on a 30 MPa de succion calculée; or, on peut estimer cette valeur à 150 MPa, d'après la valeur de l'humidité relative de l'air (35%) lors du séchage de l'échantillon à l'air.

Les anomalies décrites ci-dessus sur la courbe calculée s'expliquent probablement par le problème d'hétérogénéité de densité locale. Sachant la porosité totale de Nat est de 23,8% en moyenne (mesure globale), il semble commode de faire artificiellement une correction en effectuant une translation vers la droite (en pointillé) de telle sorte que la teneur en eau soit de 23,8% à succion nulle. Ceci étant fait, on remarque que la courbe expérimentale se sépare de celle calculée quand la succion augmente. A 200 kPa de succion, les deux courbes croisent. On signale que cette valeur de succion correspond à la succion initiale de l'échantillon après le compactage, et que la mise à succion de 200 kPa n'engendre pratiquement aucun échange d'eau, ni la variation de



volume (vérification avec pied à coulisse). Cette observation nous amène à conclure que la courbe calculée n'est équivalente à la courbe expérimentale qu'au cas où la microstructure soit indépendante de la variation de succion. En général, une courbe expérimentale peut être considérée comme une famille de courbes calculées dont chaque courbe représente un état de structure du sol à une succion donnée. On a vu antérieurement l'ampleur de la perturbation de la succion sur la microstructure du limon de Jossigny, qui est remise en évidence sur cette figure.

#### IV-4.4 Discussion sur le phénomène d'hystérésis

De façon générale, l'hystérésis est dû essentiellement aux facteurs suivants (Pellerin 1978, Prapaharan et al. 1985) :

- a) la géométrie non-uniforme des pores individuels et de leurs interconnexion;
- b) la différence de l'angle de raccordement en avance et en recul ;
- c) l'air piégé ;
- d) le gonflement lors d'un remouillage ou la rétraction lors d'une dessiccation.

Selon l'étude qu'on a faite précédemment, il paraît que pour un sol argileux, la cause principale d'hystérésis vient du point d). La figure IV-12 sur laquelle on reporte les courbes de rétention d'eau calculée du 400 et du 154, confirme bien ce point de vue : à succion finale égale les deux courbes sont différentes.

#### IV-5 CONCLUSION

L'étude minéralogique sur le limon de Jossigny a permis d'identifier la composition de l'argile dans ce limon. La découverte de l'existence de l'interstratifié illite-smectite permet de mieux comprendre les phénomènes observés tels que la fissuration des échantillons due à la saturation, la sensibilité à l'eau etc..

L'étude de la microstructure a mis en évidence les différentes structures

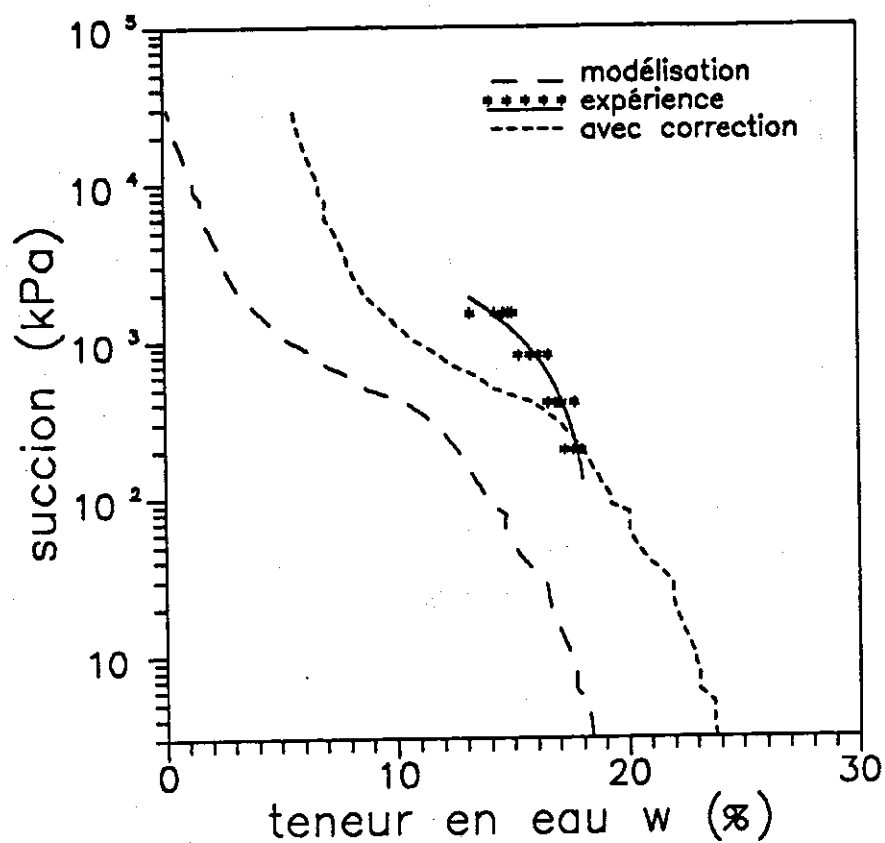


Figure IV-11 : Courbes de rétention d'eau calculée et expérimentale

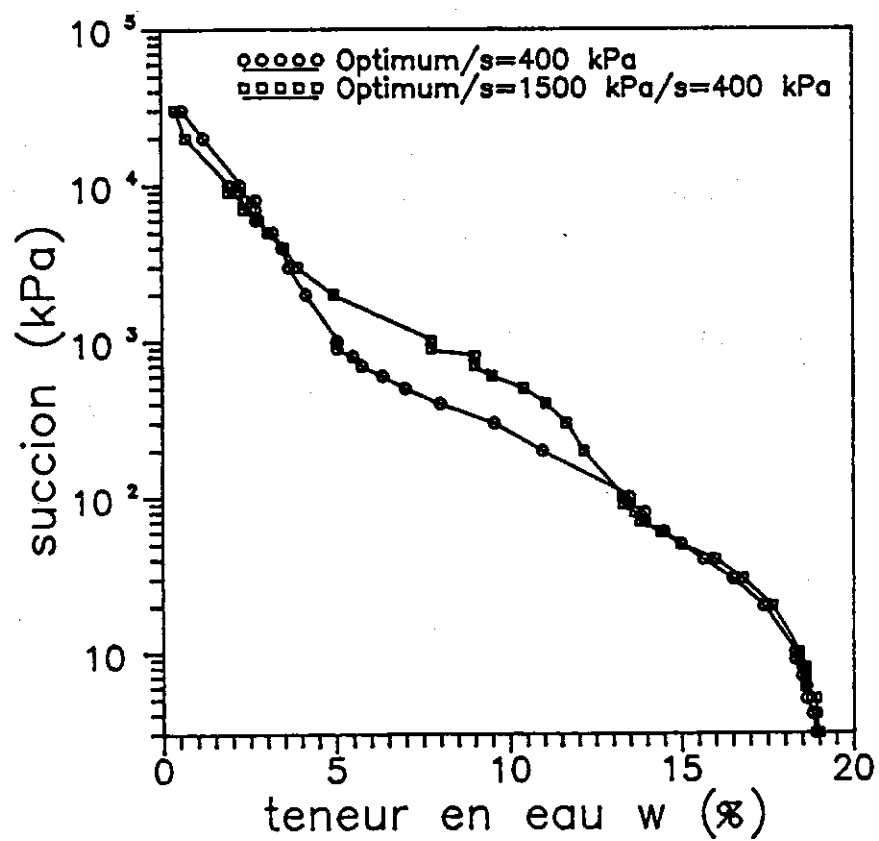


Figure IV-12 : Courbes de rétention d'eau calculées

des échantillons compactés à différentes teneurs en eau ou à différentes densités : du côté sec, on a un massif constitué d'agrégats avec des liens argileux, les grands pores sont très abondants du type inter-agrégats ; en revanche, du côté humide, on a une matrice argileuse dans laquelle sont noyés les grains de silt ; à l'Optimum, la structure est serrée. L'importance de la limite de plasticité  $w_p$  a été mise en évidence.

L'identification de la modification de la microstructure due à la saturation permet une bonne compréhension sur le réarrangement des grains engendré par le gonflement des argiles. Le remouillage précédé d'une dessiccation donne une image microscopique permettant de mieux comprendre les propriétés du sol sous sollicitation cyclique de dessiccation-humidification, à savoir le phénomène d'hystérésis.

En ce qui concerne la dessiccation à succion contrôlée, on a observé, pour la première fois, l'évolution progressive des courbes porosimétriques lors de la variation de succion. Les images en microscopie électronique à balayage semblent confirmer cette évolution. De plus, l'importance de la teneur en argile a pu être mise en évidence.

La détermination de la courbe de rétention d'eau à partir de la courbe porosimétrique semble discutable, dans la mesure où ces derniers ne tiennent pas compte du changement de la microstructure.

Pour ce limon, on a montré l'importance de l'hystérésis de la courbe de rétention d'eau.

## **CHAPITRE V**

### **POROSIMETRIE ET PERMEABILITE**



## V-1 INTRODUCTION

La perméabilité est un paramètre lié au transfert de l'eau à travers un milieu poreux qui dépend à la fois du volume poreux total et de la distribution des pores. Les courbes porosimétriques présentées au chapitre précédent, permettent une bonne compréhension de la perméabilité au niveau microscopique, à partir de l'équation de Poiseuille qui décrit l'écoulement laminaire d'un fluide à travers un tube capillaire cylindrique.

Garcia-Bengochea et al. (1978, 1979) ont vérifié la relation linéaire entre l'indice des vides et le logarithme de la perméabilité proposée par Taylor (1948, d'après Garcia-Bengochea) et Lambe et Whitman (1969, d'après Mitchell 1976), et ils ont remarqué que cette relation est impossible à établir pour les sols fins compactés. Donc ils ont conclu que les paramètres volumiques macroscopiques ne sont pas des paramètres adéquats pour prévoir la perméabilité de ce type de sols. Ils ont par la suite tenté d'établir une relation entre la perméabilité et la distribution des pores obtenue en porosimétrie au mercure, et obtenu des résultats satisfaisants. Cet aspect a été ensuite développé par Juang et al. (1986).

Lapierre et al. (1990) ont repris les travaux de Garcia-Bengochea pour les appliquer à l'évolution de la perméabilité d'une argile sensible pendant la consolidation, en s'inspirant également de Delage et Lefebvre (1984). Ils ont remarqué que la perméabilité déterminée à partir des résultats porosimétriques est souvent sur-estimée.

A ce chapitre, on essaiera d'évaluer la perméabilité pour des échantillons saturés de différentes microstructures engendrées par de différentes conditions (compactage, dessiccation, saturation etc.). Ensuite, s'appuyant sur les travaux de Seker (1983), on cherchera à calculer la perméabilité du sol non saturé à partir de la courbe porosimétrique de l'Optimum présentée au chapitre précédent.

## V-2 MODELE DE PERMEABILITE POUR LES SOLS SATURES

Parmi les modèles existant, pour la détermination de la perméabilité, on peut citer : 1) le modèle des tubes capillaires, 2) le modèle du rayon hydraulique, 3) le modèle probabiliste de Marshall, et modifié par la suite par Juang et Holtz (1986). Tous ces modèles sont basés sur l'équation de Poiseuille :

$$q = \frac{\pi \gamma i r^4}{8 \mu}$$

où  $q$  est le débit,  $\gamma$  la densité du fluide,  $i$  le gradient hydraulique,  $r$  le rayon capillaire, et  $\mu$  la viscosité absolue du fluide.

Pour un milieu poreux ayant différents rayons de pores, on représente le nombre de pores de rayon  $r_1$  par sa fréquence  $\alpha(r_1)$ . Donc le terme  $\alpha(r_1)\pi r_1^2$  désigne la fréquence surfacique. En multipliant la fréquence surfacique par l'unité de longueur, on a la fréquence volumique  $f(r_1)$  qui est une grandeur mesurée en porosimétrie au mercure.

### V-2.1 Modèle des tubes capillaires

Dans l'hypothèse d'un milieu poreux constitué de tubes capillaires parallèles de différents rayons, en appliquant la loi de Darcy, Garcia-Bengochea a pu obtenir l'équation suivante :

$$k = \frac{\gamma}{8\mu} n \sum_1^m f(r_1) r_1^2$$

où  $k$  est le coefficient de perméabilité,  $n$  la porosité.

### V-2.2 Modèle probabiliste de Marshall (1958)

Marshall (1958, d'après Garcia-Bengochea) a proposé un autre modèle pour calculer la perméabilité. Il consiste à considérer que le milieu poreux considéré est formé d'un ensemble de tranches contenant chacune des pores cylindriques parallèles dont la distribution est définie par la courbe

porosimétrique; entre deux tranches contiguës, la répartition géométrique des pores est aléatoire. Selon la théorie des probabilités, la probabilité qu'un pore de rayon  $r_1$  d'une tranche soit connecté au pore du rayon  $r_j$  de l'autre tranche est :

$$r_1 \rightarrow r_j = f(r_1) f(r_j)$$

L'écoulement ne se fait qu'à travers les pores connectés, et on applique la loi de Poiseuille en considérant le plus petit des deux pores. Ainsi on a le modèle probabiliste :

$$k = \frac{\gamma}{8\mu} n^2 \sum_1^m \sum_j^m \bar{r}^2 f(r_1) f(r_j)$$

où  $\bar{r}$  est le plus petit rayon entre  $r_1$  et  $r_j$ .

### V-2.3 Modèle du rayon hydraulique (1962)

Se référant à l'équation de Hagen-Poiseuille, Scheidegger (1974) et Leonards (1962, d'après Garcia-Bengochea) ont proposé une vitesse d'écoulement du fluide passant par un milieu poreux :

$$\frac{q}{a} = C_s \frac{\gamma_s}{\mu} R_H^2$$

où  $a$  est la section,  $C_s$  le facteur de forme,  $R_H$  le rayon hydraulique qui peut être exprimé par :

$$R_H = \frac{n}{S_s}$$

où  $S_s$  est la surface spécifique ou la surface par l'unité de volume qui est exprimée par l'équation suivante (Rootare et Prenzlouw 1967, d'après Garcia-Bengochea) :

$$S_s = 4 n \sum_1^m \frac{f(d_1)}{d_1}$$



avec  $\sum f(d_i) = 1$ ,  $d_i$  = diamètre du pore  $i$

On a donc la perméabilité :

$$k = C_s^* \frac{n\gamma}{\mu} \left[ \frac{1}{4 \sum_i \frac{f(d_i)}{d_i}} \right]^2$$

où  $C_s^*$  est le facteur de forme.

#### V-2.4 Modèle probabiliste de Juang et Holtz (1986)

Entre deux modèles extrêmes tels que le modèle des tubes capillaires qui considère que les pores entre deux sections d'un milieu sont complètement connectés, et le modèle de Marshall qui considère que la connection est entièrement aléatoire, il existe un modèle proposé par Juang et Holtz (1986) qui est caractérisé par une fonction de connection basée sur l'hypothèse que les pores de diamètre  $d_i$  ont une probabilité plus grande d'être connectées avec les pores de même diamètre qu'avec des pores de diamètre différent.

$$k = \frac{\gamma n^2}{32\mu} \sum_i \sum_j \bar{d}^2 G(d_j) f(d_i) f(d_j)$$

avec

$$G(d_j) = \exp - [(d_j - d_i)/ld_j]^2$$

où  $l$  est déterminé avec une équation empirique proposée par Juang et Holtz (1986) :

$$\log l = -2,7 - 17,4 \left( \frac{D_{40}}{D_{25}} \right) + 51,6 \left( \frac{D_{40}}{D_{10}} \right) - 34,0 \left( \frac{D_{60}}{D_{10}} \right)$$

où  $D_x$  correspond au diamètre de  $x$  % sur la courbe porosimétrique.

Avec ce modèle, Juang et Holtz ont obtenu une bonne corrélation entre l'expérience et la modélisation. La figure V-1 sur laquelle ils ont reporté également les résultats de Garcia-Bengochea, montre cette corrélation.

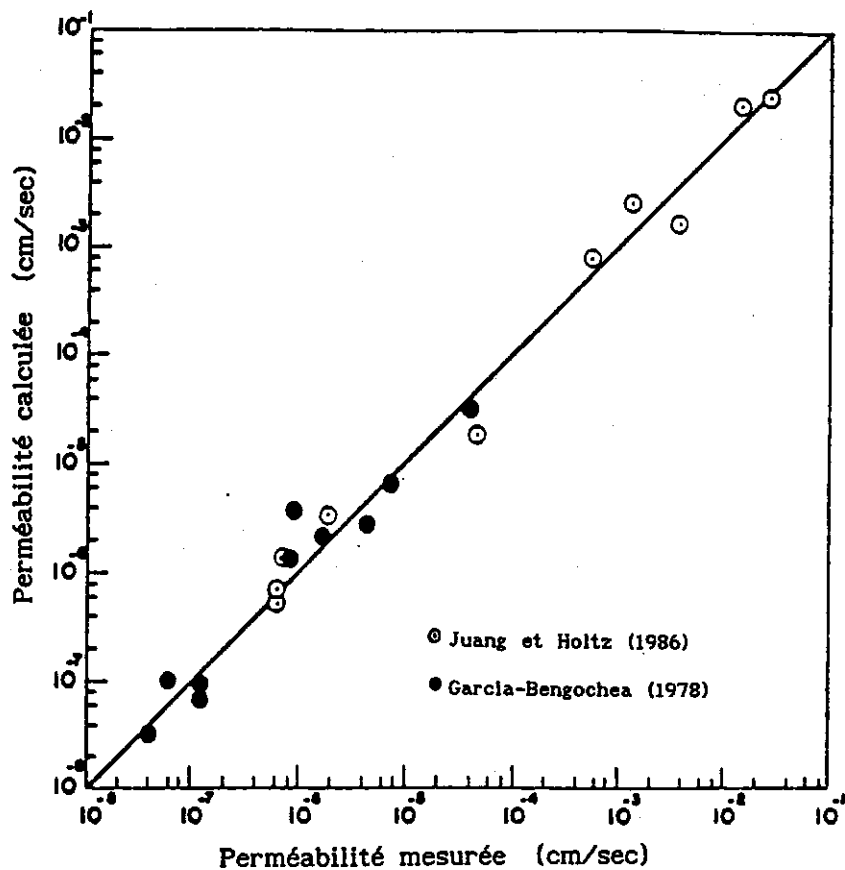


Figure V-1 : Validation du modèle de perméabilité (Juang et Holtz 1986)

### V-3 TRAVAUX DE GARCIA-BENGOCHEA ET LAPIERRE ET AL.

Garcia-Bengochea a introduit un paramètre de dimension de pores PSP permettant de présenter des modèles avec une équation générale :

$$k = C'_s \text{ PSP}$$

où  $C'_s$  est un facteur prenant compte des caractéristiques du fluide et de la forme des pores.

Ainsi pour le modèle des tubes capillaires :

$$PSP = n \sum_i f(d_i) d_i^2$$

Pour le modèle de Marshall :

$$PSP = n^2 \sum_i \sum_j \bar{d}^2 f(d_i) f(d_j)$$

Pour le modèle du rayon hydraulique :

$$PSP = n \left[ \frac{1}{4 \sum_i \frac{f(d_i)}{d_i}} \right]^2$$

Faisant la comparaison avec la perméabilité mesurée sur un mélange de kaolin et de silt, Garcia-Bengochea a proposé une équation empirique qui est la suivante :

$$k = C_s (PSP)^b$$

où  $C_s$  et  $b$  sont des constantes. Sur le tableau V-1 on présente ses résultats.

Tableau V-1 Regression linéaire de la perméabilité et paramètre de dimension de pores d'un mélange kaolin-silt

Modèle des tubes capillaires	$k \text{ (m/s)} = 0,434 \times 10^{-8} PSP^{2,42}$
Modèle du rayon hydraulique	$k \text{ (m/s)} = 0,129 \times 10^{-8} PSP^{2,47}$
Modèle de Marshall	$k \text{ (m/s)} = 20,57 \times 10^{-8} PSP^{1,67}$

Lapierre et al. (1990) ont repris le principe de Garcia-Bengochea, tentant d'appliquer à l'argile de Louiseville intacte et remaniée. Ils se sont aperçu que la relation entre la perméabilité et la distribution des pores caractérisée par le paramètre PSP n'était pas unique: ils ont obtenu avec le modèle de Marshall deux valeurs très différentes de PSP pour deux échantillons (intact et remanié) ayant pratiquement le même indice des vides et la même perméabilité mesurée. Ils ont donc conclu qu'il existe d'autres paramètres plus importants que ceux déduits de la courbe porosimétrique.

#### V-4 RESULTATS CALCULES SUR DES ECHANTILLONS DE DIFFERENTES STRUCTURES

Sur le tableau V-2, on présente les résultats calculés sur le limon de Jossigny d'après le modèle des tubes capillaires et le modèle probabiliste de Marshall, à partir des courbes porosimétriques présentées au chapitre précédent. L'intégration étant faite sur toute la courbe porosimétrique, ces valeurs correspondent aux échantillons virtuellement saturés, qui auraient conservé leur structure intacte.

Tableau V-2 perméabilité calculée du limon compacté saturé

Echantillon	Modèle des tubes capillaires (m/s) x $10^{-8}$	Modèle probabiliste de Marshall (m/s) x $10^{-8}$
154	13,27	0,98
Sair	21,19	2,54
Psec	48,23	12,15
Nat	24,17	3,91
Hum	34,42	6,90
Sat	52,90	4,56
400	15,63	1,20
1500	7,00	0,45

On voit sur ce tableau que pour un modèle donné, les valeurs sont assez proches les unes des autres, et que le modèle de Marshall donne des coefficients de perméabilité plus petits que le modèle des tubes capillaires. Ceci est directement lié aux hypothèses caractéristiques de ces deux modèles.

Il paraît intéressant de comparer ces résultats calculés avec les résultats expérimentaux sur le même limon normalement consolidé à l'oedomètre. L'indice des vides des échantillons utilisés (154, Sair, Psec, Nat, Hum, Sat, 400, 1500) pour l'étude de la microstructure est voisin de 0,65; cette valeur

de l'indice des vides correspond à une mesure expérimentale de perméabilité de l'ordre de  $10^{-9}$  m/s, l'ordre de grandeur de la perméabilité calculée avec le modèle de Marshall.

Par ailleurs, les résultats calculés montrent une bonne tendance : a) le sol compacté du côté sec est plus perméable que celui compacté du côté humide ou à l'Optimum, qui est en accord avec les observations existantes (Lambe 1954, Bjerrum et Huder 1957, Mitchell et al. 1965, Garcia-Bengochea 1979); b) en général nos résultats sont conformes à la remarque de Garcia-Bengochea (1979), à savoir que la perméabilité est d'autant plus petite que la fraction de grands pores (les pores entre 1  $\mu$ m et 10  $\mu$ m de diamètre) est petite.

#### V-5 MODELE DE PERMEABILITE DU SOL NON SATURE, RESULTATS CALCULES

##### V-5.1 Modèle de Seker

Sur la figure V-2 on présente le modèle schématisé adopté par Seker (1983) dans l'étude du transfert d'eau et d'air au sein d'un milieu non saturé. Ce modèle considère qu'une succion correspondant, par la loi de Jurin, à un rayon capillaire donné  $r_s$ , ne peut désaturer que les pores de rayon supérieure à  $r_s$ .

Il est intéressant de vérifier cette hypothèse avec les résultats porosimétriques présentés précédemment et les mesures du degré de saturation correspondantes. Prenons l'échantillon 400 par exemple (Figure V-3); La loi de Jurin donne 0,365  $\mu$ m de rayon d'accès correspondant à 400 kPa de succion; ceci implique, d'après l'hypothèse adoptée par Seker, que les pores de rayon supérieur à 0,365  $\mu$ m soient désaturés, et ceux de rayon inférieur saturés. Pourtant, la valeur du degré de saturation mesurée expérimentalement (73 %) définit un rayon bien supérieur (3  $\mu$ m environ) séparant les pores saturés des pores non saturés. Cela montre la limitation du modèle de Seker. En fait, pour un sol argileux où il existe à la fois la capillarité et des interactions physico-chimiques, un modèle reposant uniquement sur la capillarité ne permet pas de bien décrire l'effet de la succion matricielle.

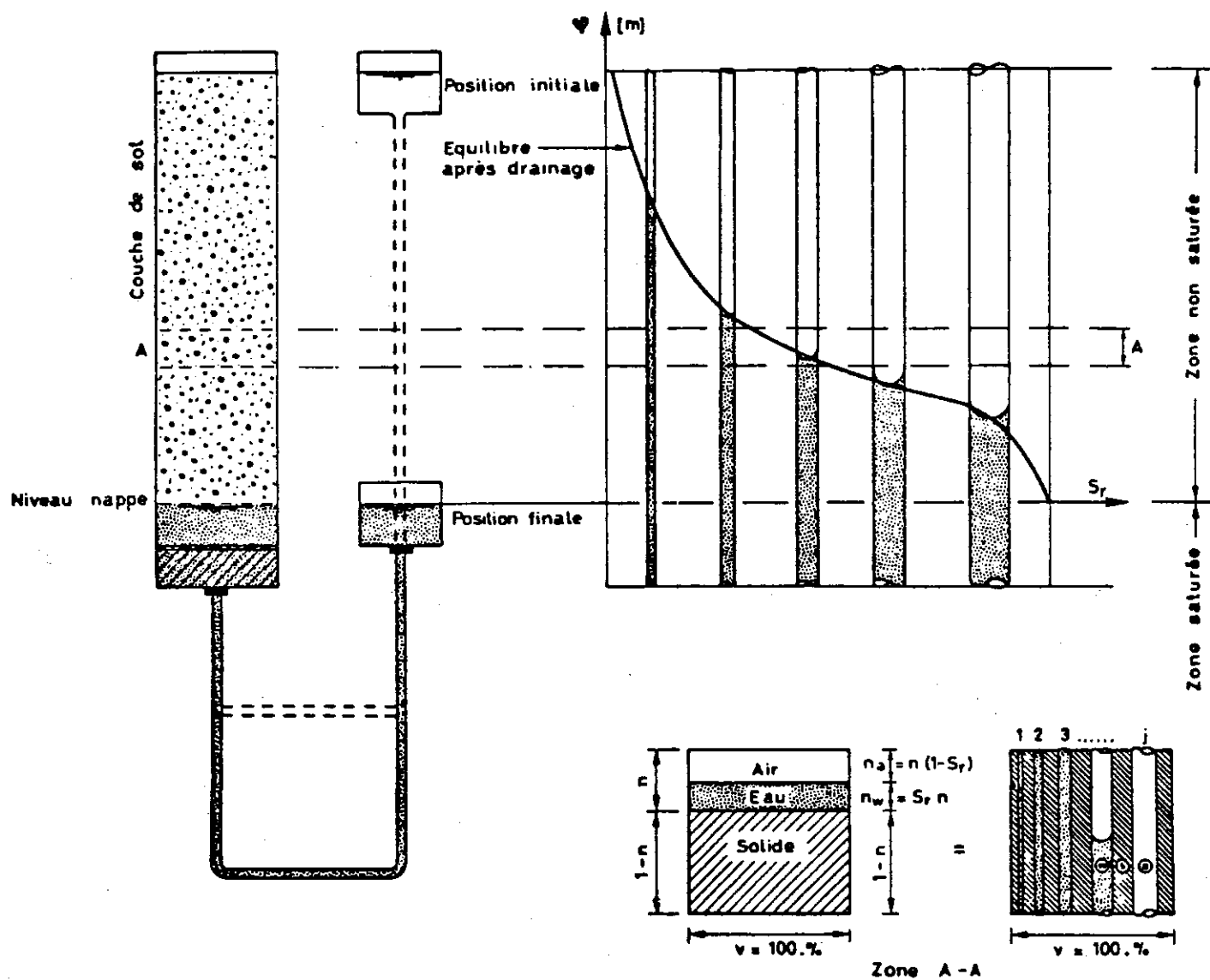


Figure V-2 : Représentation d'un milieu poreux par des tubes capillaires (Seker 1983)

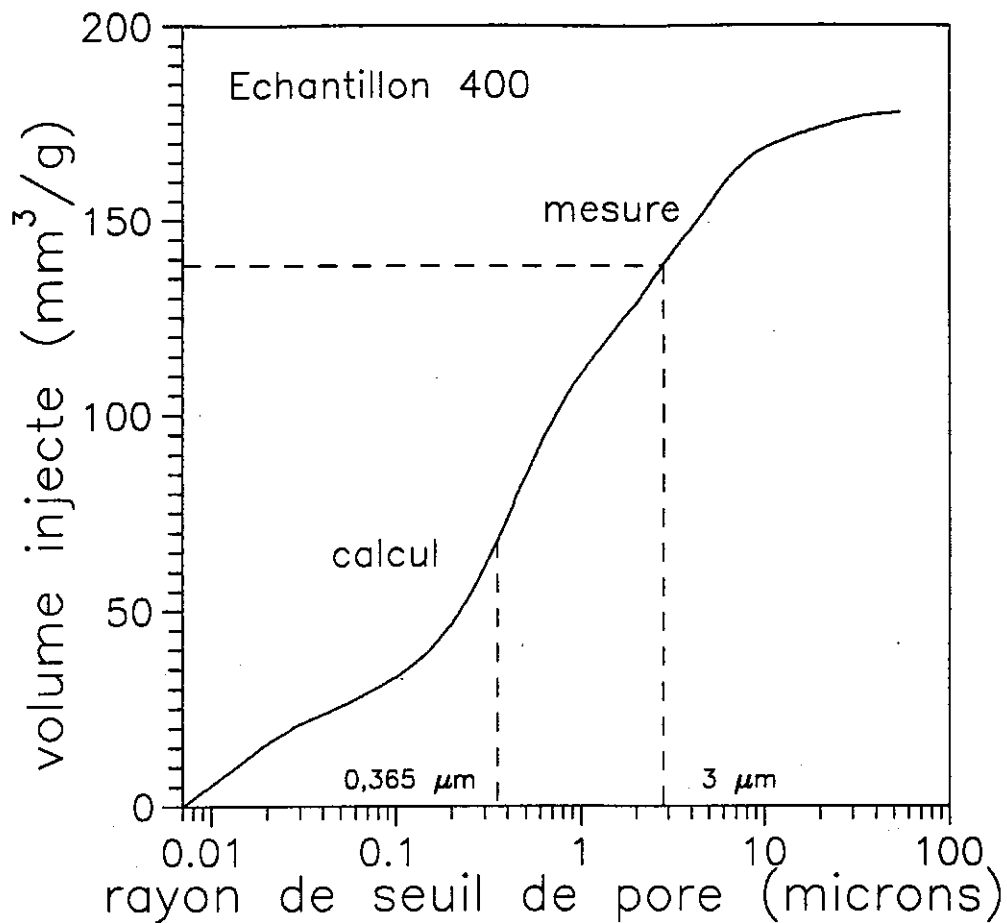


Figure V-3 : Limitation du modèle de perméabilité en non saturé

S'appuyant sur l'équation de Hagen-Poiseuille, Seker a abouti à une formule permettant de prendre en compte la vraie trajectoire d'écoulement, prenant en compte la tortuosité :

$$k = \frac{\gamma_f n \bar{r}^2}{8 \mu T}$$

où

$\bar{r} = \int_0^1 r ds_r$  est la moyenne des rayons

$T = \Delta S / \Delta x$  = longueur de trajectoire/projection de trajectoire

On a donc la perméabilité relative :

$$k_{rw} = \frac{T_s}{T_{ns}} \left[ \frac{\int_0^{s_r} r \, ds_r}{\int_0^1 r \, ds_r} \right]^2 = T_r \left[ \frac{\int_0^{s_r} r \, ds_r}{\int_0^1 r \, ds_r} \right]^2$$

$$\text{où } T_r = T_s / T_{ns} = \left( \frac{s_r - s_{rmin}}{1 - s_{rmin}} \right)^2$$

est la tortuosité en fonction du degré de saturation proposé par Burdine (1953, d'après Seker 1983).

Avec quelques simplifications Seker est parvenu à une formule semi-analogique suivante :

$$k_{rw} = \left( \frac{s_r - s_{rmin}}{1 - s_{rmin}} \right)^{n_1}$$

où  $n_1$  est la caractéristique du milieu.

Il est donc l'essentiel de bien déterminer le paramètre  $n_1$  pour ce modèle. La détermination se fait normalement à partir de la relation entre le rayon de pores (ou la succion) et le degré de saturation. Vu que la courbe porosimétrique est la bonne représentation de cette relation, on cherchera ci-dessous à en déduire la perméabilité. On note tout de même la limitation de cette méthode, évoquée précédemment.

#### V-5.2 De la courbe porosimétrique à la perméabilité

Reprenons le modèle probabiliste de Marshall pour exemple; selon le principe de Seker décrit ci-dessus, l'intégration se fait, pour des milieux non saturés, sur des rayons de pores concernés pour le degré de saturation correspondant aux pores supposés saturés, au lieu de se faire sur toute la gamme de rayons comme pour le sol saturé.

La figure V-4 montre la variation de perméabilité en fonction du degré de saturation, calculée à partir de la courbe porosimétrique de l'échantillon



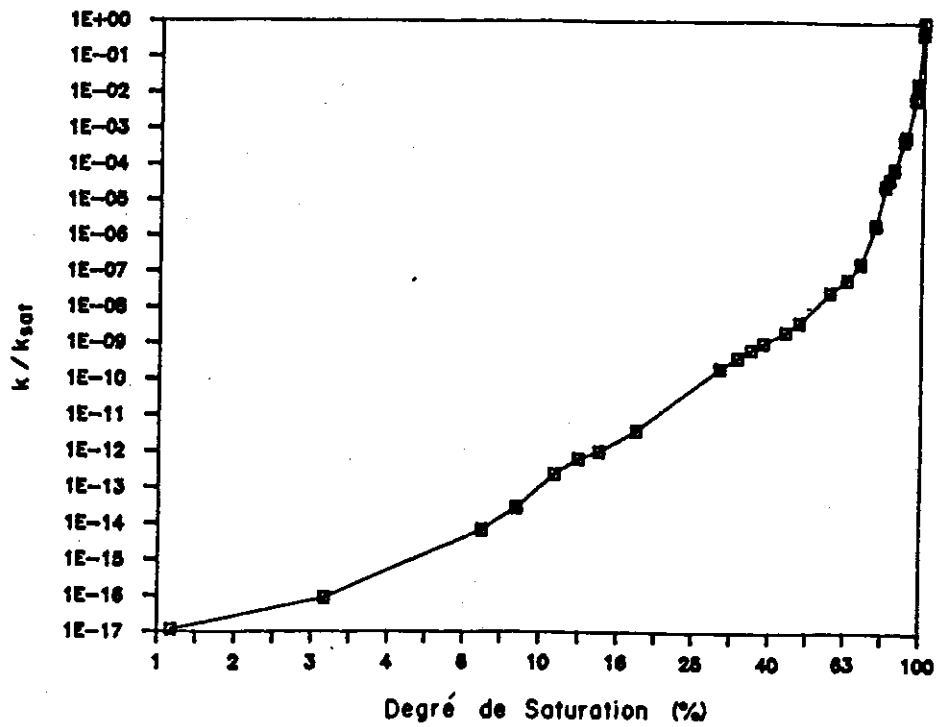


Figure V-4 : Courbe de perméabilité en fonction du degré de saturation

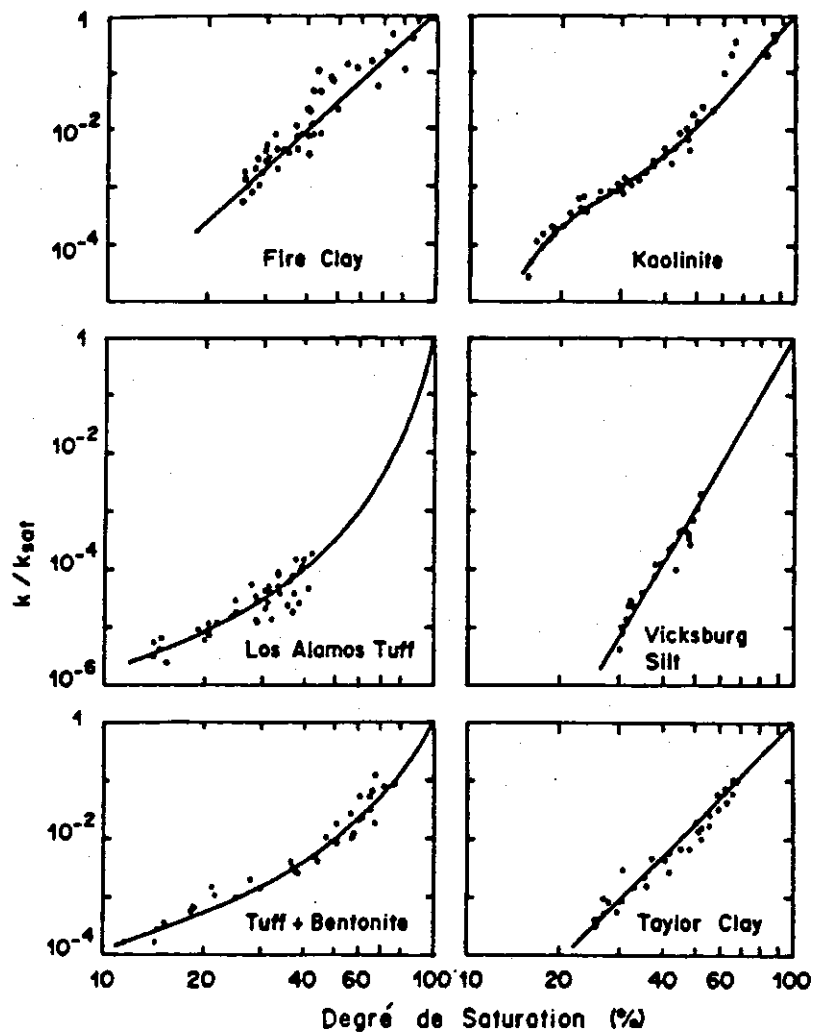


Figure V-5 : Perméabilité de divers sols non saturés (Daniel 1982)

compacté à l'Optimum Proctor (Nat). On peut en tirer deux remarques :

a) l'allure globale de la courbe sur un diagramme log-log est globalement conforme aux résultats obtenus par Daniel (1982) comme indiqué sur la figure V-5.

b) il apparaît que la décroissance de la perméabilité est trop rapide avec la diminution du degré de saturation, par rapport aux résultats de Daniel. Ceci est lié probablement à l'hypothèse caractéristique du modèle.

#### V-6 CONCLUSION

Cet étude confirme l'existence d'une relation intime entre la porosimétrie et la perméabilité. Les calculs avec le modèle des tubes capillaires donnent une sur-estimation à la perméabilité, alors que les calculs avec le modèle probabiliste de Marshall estiment correctement la perméabilité.

Les calculs avec les deux modèles ont montré une faible influence de la différence de structure du sol suscitée par la succion ou par la teneur en eau, sur la perméabilité.

Les calculs avec le modèle de Seker ont donné une allure de courbe cohérente avec les résultats expérimentaux disponibles; mais vu la limitation de ce modèle, il faudrait être prudent pour l'appliquer aux sols argileux.



## TROISIEME PARTIE

### COMPORTEMENT MECANIQUE



On présente dans cette troisième partie les résultats expérimentaux obtenus à l'aide des appareillages à succion contrôlée présentés au chapitre III, ainsi que l'interprétation de ces résultats dans un cadre élastoplastique.

Le chapitre VI sera consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats issus de différents types d'essais : essais de compressibilité à l'oedomètre (chargement par palier) et au triaxial (chargement par palier et quasi-continu); essais d'effondrement à l'oedomètre et au triaxial; essais à  $\sigma_3$  constant et essais en chemins radiaux.

On déterminera au chapitre VII les surfaces de charge du limon de Jossigny à différents niveaux de succion avec un critère de plasticité adapté. Une étude de l'écoulement plastique des sols non saturés y sera également menée.

Le chapitre VIII est consacré au développement d'une réflexion sur la modélisation des sols compactés non saturés, dans un cadre élastoplastique. Le but sera de développer, à partir du modèle d'Alonso, Gens et Josa (1990), un modèle permettant de bien décrire le comportement des sols compactés non saturés.



## CHAPITRE VI

### RESULTATS EXPERIMENTAUX





## VI-1 INTRODUCTION

Jusqu'à présent, la plupart des résultats expérimentaux dans le domaine de non saturation sont issus d'essais oedométriques, du fait de la simplicité d'utilisation de ce dispositif. Grâce à des oedomètres à succion contrôlée utilisant soit le principe de surpression d'air (Jennings et Burland 1962, Fredlund et al. 1967 et 1979, Aitchison et Woodburn 1969, Escario 1969 et 1980, Alonso et al. 1988), soit le principe osmotique (Kassif et Ben Shalom 1971, Delage et al. 1987), on a pu découvrir des phénomènes typiques et fondamentaux sur les sols non saturés, dont certains sont présentés ci-dessous :

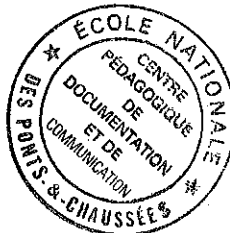
1) la compressibilité du sol diminue lorsque la succion croît. Cette diminution est accompagnée d'une augmentation de la pression de préconsolidation apparente (Aitchison et Woodburn 1969, Alonso et al. 1987, Suraj de Silva 1987).

2) la mise en évidence de l'effondrement du sol soumis, sous forte contrainte, à une saturation (Jennings et Burland 1962), a permis de mettre en défaut le concept des contraintes effectives étendu à la non saturation par Bishop (1959).

3) la mise en évidence de l'existence d'une surface d'état unique dans l'espace  $(e, \sigma - u_a, s)$  (indice des vides, contrainte et succion) en cas de croissance monotone du degré de saturation par Matyas et Radhakrishna (1968), permet de modéliser le comportement des sols non saturés de façon simple, la variation de volume, des contraintes et de la succion étant reliées par une seule équation.

4) il existe un couplage entre le transfert des fluides et la déformation mécanique.

Sur les sols non saturés en général et sur les sols compactés non saturés en particulier, on ne trouve qu'une quantité limitée de résultats expérimentaux. La raison principale de cette lacune est probablement la difficulté de contrôler ou de mesurer la succion, de maîtriser l'état initial



(teneur en eau, densité) et l'homogénéité de l'échantillon, et donc la dispersion des résultats. Pourtant, face au rythme croissant de la construction des ouvrages en terre compactée, il est actuellement nécessaire de mettre l'accent sur la production de résultats expérimentaux dans ce domaine.

L'étude de la résistance au cisaillement, est encore peu développée, du fait de la complexité de mise au point de l'appareil triaxial à succion contrôlée. On résume ci-dessous les résultats trouvés dans la littérature de façon très brève.

Bishop et Donald (1961) ont pour la première fois introduit le principe de surpression d'air dans un appareil triaxial, dans le but d'étendre le concept des contraintes effectives aux sols non saturés. Ils ont constaté l'augmentation de la résistance au cisaillement lors d'une augmentation de succion. Fredlund (1978) a poursuivi cette idée, et il a exploité des résultats issus d'essais au triaxial et à la boîte de cisaillement direct. Il a observé que la cohésion du sol s'accroissait avec la succion. Cette constatation a été confirmée par Escario et Saez (1986) qui ont travaillé également sur le cisaillement direct à succion imposée. Escario (1990) a d'ailleurs montré l'augmentation de l'angle de frottement avec l'augmentation de succion.

Depuis les années 80, suite au principe de contraintes effectives, quelques modèles ont été proposés, afin de décrire plus correctement le comportement des sols non saturé. Cela demande beaucoup de résultats expérimentaux pour la validation, entre autres les résultats triaxiaux. Dans les travaux expérimentaux récents, on trouve l'observation de Delage et al. (1987) concernant l'augmentation de la cohésion et la diminution de l'angle de frottement avec la succion croissante. On trouve aussi la tentative de Karube (1988) pour la validation du concept de contraintes effectives; il a remarqué que ce concept n'est pas valable du point de vue de l'aspect volumique, et que la succion favorise le drainage des sols. On trouve également l'étude sur la courbe d'état critique pour la non saturation de Toll (1990); il a constaté que les paramètres qu'on utilise usuellement dans la modélisation dépendent pratiquement tous du degré de saturation.

Dans ce chapitre, on présente les résultats représentatifs découlant d'un programme d'essais réalisés à l'appareil triaxial à succion contrôlée, destiné à préciser certains aspects du comportement du limon de Jossigny compacté, dans le cadre d'une modélisation élastoplastique élargie aux effets de succion.

## VI-2 ESSAIS DE CONSOLIDATION A SUCCION CONTROLEE

On présente dans cette partie les résultats des essais oedométriques, des essais en cellule triaxiale pendant la phase de consolidation, et des essais de consolidation isotrope en chargement quasi-continu.

### VI-2.1 Consolidation oedométrique classique

#### VI-2.1.1 Programme d'essais

On illustre sur la figure VI-1 les chemins de contraintes suivis dans le plan succion-contrainte verticale. La succion des échantillons après le compactage est estimée à 200 kPa, selon la courbe de rétention d'eau déterminée par la méthode osmotique (voir chapitre II). Le premier échantillon soumis à 200 kPa de succion est chargé de telle façon qu'à chaque équilibre au niveau du tassement on double la contrainte jusqu'à 1600 kPa; le palier à 600 kPa a été ajouté afin de mieux identifier le point qui représente la pression de préconsolidation estimée préalablement selon la contrainte maximale de compactage. D'après Yoshimi et al. (1963) et Beres (1990), qui ont travaillé respectivement sur une argile limoneuse et le limon de Jossigny, il existe une bonne correspondance entre la pression de préconsolidation et la contrainte de compactage. Après le chargement, on procède à un déchargement par palier. Le deuxième échantillon (oedo 2) est soumis d'abord à une désaturation à 400 kPa de succion, et puis à un chargement et un déchargement comme le premier. Pour le troisième et le quatrième échantillon, on désature à priori à 800 et 1500 kPa de succion respectivement, puis on les charge par palier jusqu'à 1600 kPa; sous cette contrainte, on réalise la saturation en ramenant en une seule étape la succion à zéro.

Cette série d'essais a pour but l'étude de l'influence de la succion sur les propriétés de compressibilité et d'effondrement du sol compacté. Les caractéristiques initiales et finales des échantillons sont présentées au tableau suivant :

Tableau VI-1 Caractéristiques initiales et finales des échantillons

REF	s (kPa)	W <sub>s</sub> (g)	Avant la mise à succion		Après la mise à succion		Après les chargements		Après les déchargements	
			e	w (%)	e	w (%)	e	w (%)	e	w (%)
oedo 1	200	128,9	0,690	17,87	0,683	17,87	0,511	-	0,543	17,66
oedo 2	400	129,0	0,698	17,87	0,683	17,80	0,505	-	0,541	16,86
oedo 3	800	128,8	0,713	17,87	0,708	16,52	0,535	14,53	-	-
oedo 4	1500	128,3	0,713	17,87	0,705	17,18	0,501	12,83	-	-

On signale que pendant les chargements, le contrôle d'échange d'eau a été perturbé par une panne du climatiseur, et que les teneurs en eau finales sont déterminées selon le poids final des échantillons; pour oedo 3 et oedo 4, on utilise la quantité d'eau infiltrée au cours de la saturation.

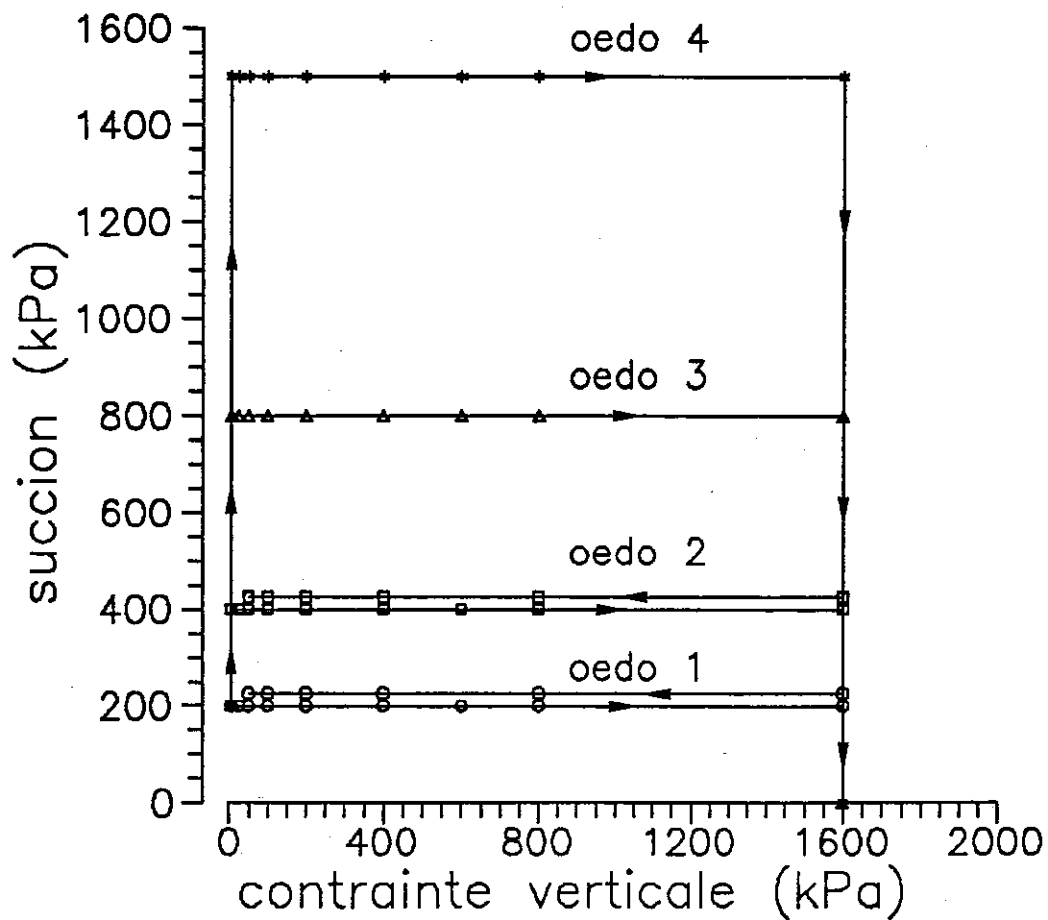


Figure VI-1 : Chemins de contraintes suivis des essais oedométriques

#### VI-2.1.2 Effet de la succion sur la compressibilité du sol compacté

Sur la figure VI-2, on présente les courbes oedométriques obtenues avec les quatre valeurs de succion. De façon générale, on constate que l'effet de la succion est assez mineur. Les courbes présentent un aspect classique, avec une zone surconsolidée pour des contraintes inférieures à 600 kPa environ, et une zone normalement consolidée pour les contraintes supérieures. La valeur de 600 kPa est en bonne correspondance avec la contrainte de compactage maximale mesurée lors du compactage, qui valait 630 kPa. Cela est en accord avec les résultats de Yoshimi et Osterberg (1963) et confirme l'effet de surconsolidation dû au compactage. Sur cet effet dû à l'application de contrainte, les différentes valeurs de succion appliquée n'ont que peu d'influence; dans la zone surconsolidée, les trois courbes à  $s = 200, 800$  et  $1500$  kPa ont presque la même pente. Dans la zone normalement consolidée, à l'exception de  $s = 400$  kPa, les courbes semblent bien ordonnées en fonction de la succion, avec une pente d'autant plus faible que la succion est élevée. Lors du déchargement, on ne voit pas l'influence marquée de la succion sur la pente.

Avec la technique de détermination classique (le point d'intersection de deux droites), on peut déterminer les pressions de préconsolidation apparentes pour ces quatre échantillons, qui sont présentées dans le tableau VI-2.

Tableau VI-2 Pressions de préconsolidation apparentes  
des échantillons aux différentes succions

$s$ (kPa)	200	400	800	1500
$\sigma_p$ (kPa)	505	460	590	400

Une autre tentative est faite selon la technique de présentation d'Alonso et al. (1990) qui consiste à tracer la courbe de l'inverse de la pente en fonction de la contrainte verticale (figure VI-3). De façon générale, on observe pas un classement régulier de  $\sigma_p$  en fonction de la succion, en particulier pour les succions de 400 et 1500 kPa. S'il est probable que ce point puisse être relié à la différence de teneur en argile entre les

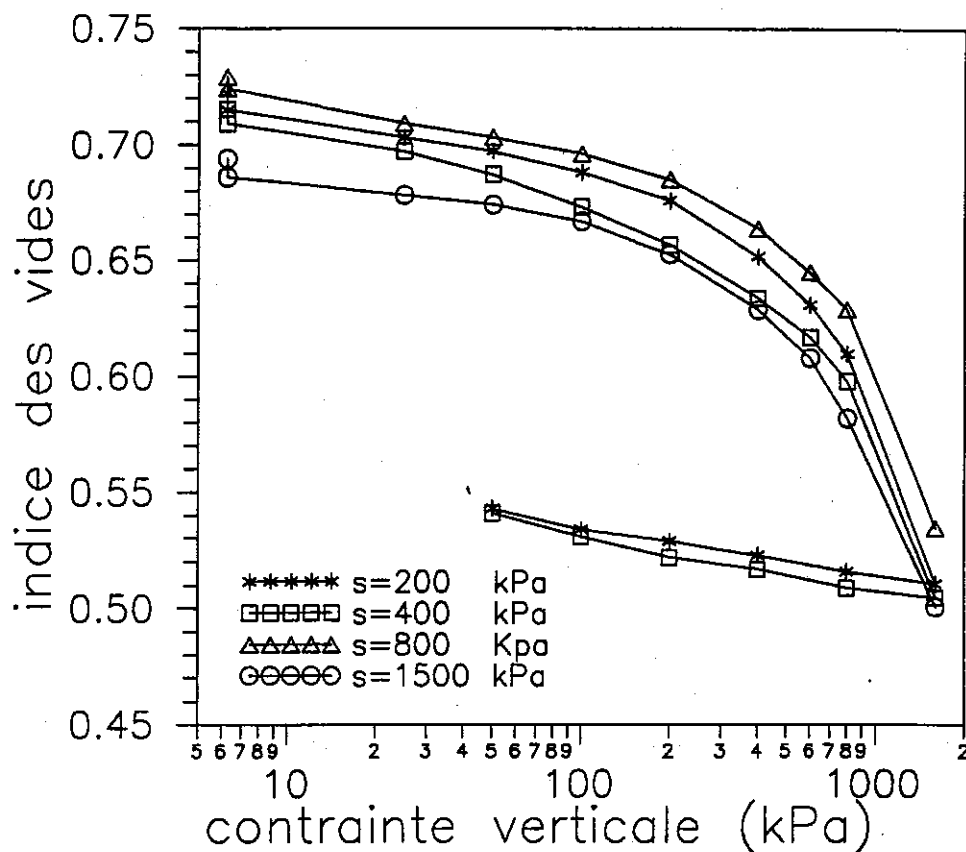


Figure VI-2 : Variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale

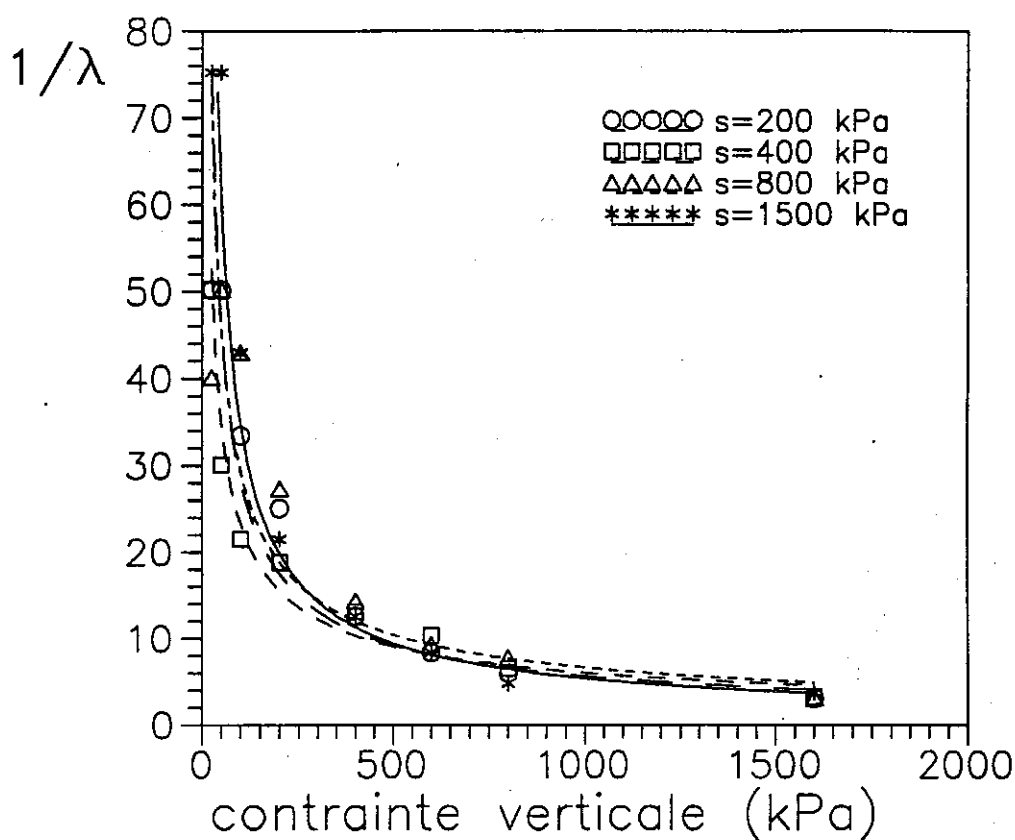


Figure VI-3 : Variations de  $1/\lambda$  en fonction de la contrainte verticale



échantillons et aux différents états initiaux (indice des vides surtout), il en ressort que l'effet de la pression de compactage est dominant sur la valeur de  $\sigma_p$ . En revanche, l'effet de la succion sur la compressibilité est bien conforme aux tendances connues.

#### VI-2.1.3 Couplage hydraulique-mécanique

Sur la figure VI-4, sont présentés les déformations axiales et les échanges d'eau lors d'une augmentation de succion de 200 à 800 kPa sous contrainte constante (6,25 kPa) (figure VI-4-a) et lors d'un chargement de 6,25 à 25 kPa sous succion constante (800 kPa) (figure VI-4-b). L'échange d'eau est considéré comme le rapport entre la quantité d'eau extraite et la quantité d'eau initiale totale dans l'échantillon. On observe dans les deux cas de bons couplages entre l'échange d'eau et la déformation : les évolutions de ces deux courbes sont en bonne correspondance. Ce genre de résultats a été obtenu sur le sol initialement saturé à 1,5  $w_L$  par Suraj de Silva (1987), Cui (1989) et Vicol (1990). On peut utiliser ces courbes pour calculer le coefficient de perméabilité du sol (Vicol 1990); cela ne sera pas abordé dans ce travail.

#### VI-2.1.4 Remarques sur les essais et les résultats obtenus

La dispersion des résultats obtenus en termes de  $\sigma_p$  montre bien l'importance du contrôle de l'état initial des échantillons. Or pour les sols compactés, il est très difficile de reconstituer des échantillons identiques au niveau de l'homogénéité, de la teneur en argile, de la densité globale etc.. Pour ce type de sols, l'influence prédominante des variations de densité par rapport à la succion fait que l'interprétation en terme de succion n'est pas toujours évidente. Les résultats montrent cependant l'effet important de la contrainte de compactage sur la valeur de  $\sigma_p$ , rarement évoqué jusqu'à présent dans les travaux sur les sols compactés non saturés.

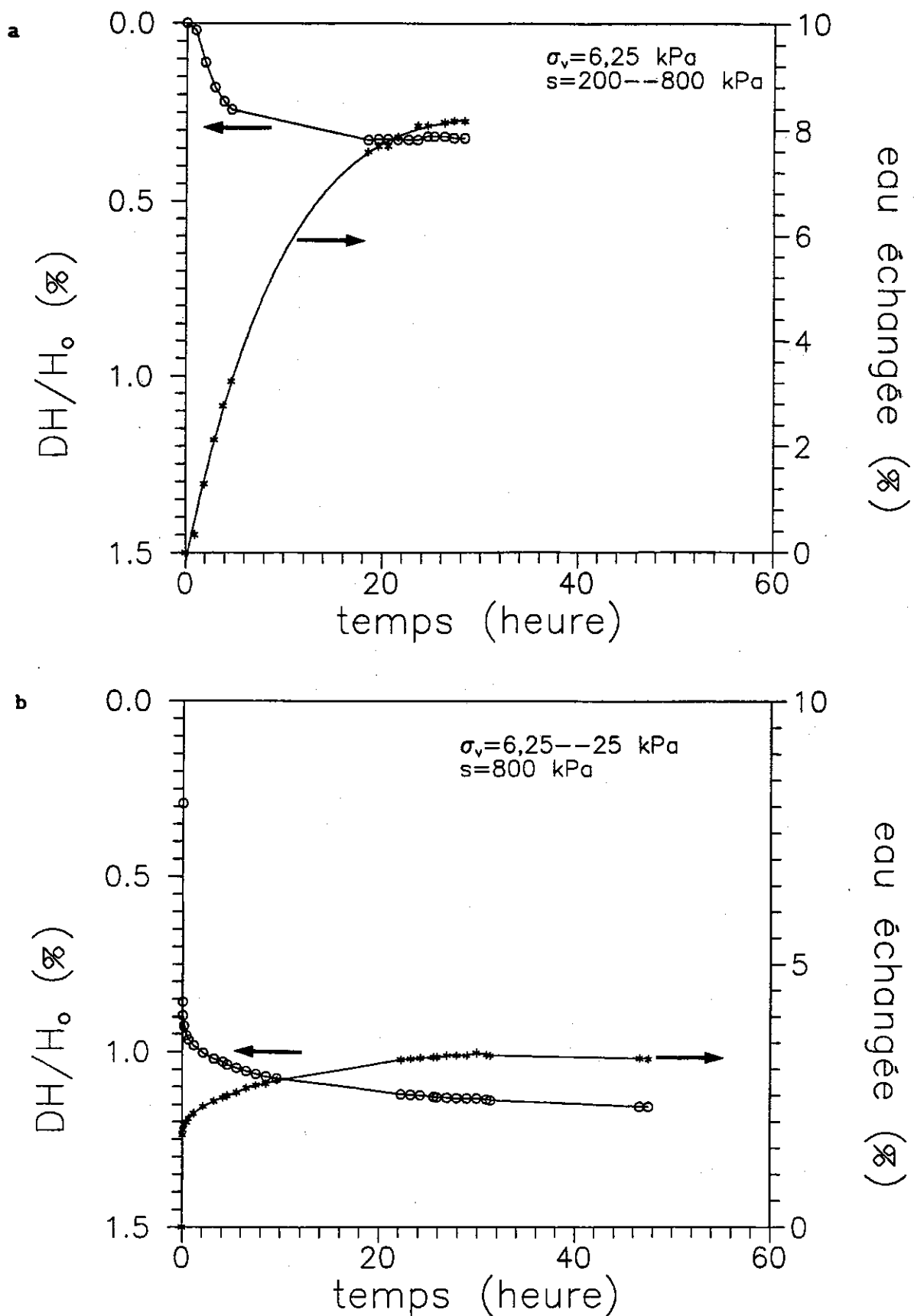


Figure VI-4 : Evolutions de la déformation axiale et de l'échange d'eau  
 a) lors de l'augmentation de succion de 200 à 800 kPa  
 b) lors du chargement de 6,25 à 25 kPa

## VI-2.2 Consolidation isotrope, chargement par palier

### VI-2.2.1 Programme d'essais

On rappelle que ces essais correspondent à la phase de consolidation qui précède le cisaillement sous contrainte de confinement constante. Après la mise en place dans la cellule triaxiale, l'échantillon est, comme on l'a mentionné au chapitre III, mis à la succion voulue sous une contrainte isotrope de 10 kPa qui a pour objectif d'assurer le bon contact entre la membrane semi-perméable et l'échantillon. Ensuite le premier palier de 50 kPa de contrainte est appliquée tout en maintenant la succion constante et tout en contrôlant la variation de volume avec le cathétomètre. Par la suite, le chargement se fait par palier, par doublement des valeurs de contrainte jusqu'à atteindre la contrainte sous laquelle s'effectuera le cisaillement.

Ces essais ont été effectués sous 200, 400, 800 et 1500 kPa de succion, avec des consolidations isotropes jusqu'à 50, 100, 200, 400 et 600 kPa. Les caractéristiques des échantillons sont présentées dans le tableau VI-3,

### VI-2.2.2 Effet de la succion sur la compressibilité

On montre sur la figure VI-5 les courbes de consolidation de deux séries d'essais effectués à quatre différents niveaux de succion : l'une jusqu'à 400 kPa de contrainte, et l'autre jusqu'à 600 kPa. On voit que pour la première série d'essais, à l'exception de l'essai à  $s = 200$  kPa, les courbes sont presque des droites (figure VI-5-a). Au-delà de 400 kPa environ de contrainte (deuxième série d'essais), on observe que les tassements commencent à s'accroître (figure VI-5-b).

A l'exception de l'essai à  $s = 400$  kPa qui a une densité initiale nettement plus élevée que les trois autres (figure VI-5-b), les compressibilités sont bien ordonnées en fonction de la succion. Quant aux pentes dans les zones surconsolidée, l'influence de la succion est faible. Les pressions de préconsolidation apparentes déterminées d'après les résultats de la deuxième série d'essais sont présentées au tableau VI-4; on voit qu'elles

Tableau VI-3 Caractéristiques des échantillons

série a												série b					
s (kPa)	$\sigma$ (kPa)	Ws (g)	ei	wi (%)	ef	wf (%)	$\sigma$ (kPa)	Ws (g)	ei	wi (%)	ef	wf (%)					
200	810	144,8	0,649	17,6	0,6	17,4	882	145,5	0,629	17,2	0,569	17,0					
400	876	144,0	0,617	17,0	0,57	16,8	876	144,4	0,613	16,9	0,563	16,6					
800	978	144,6	0,629	15,2	0,607	15,1	849	144,7	0,627	16,1	0,576	16,0					
1500	881	143,8	0,647	14,9	0,619	14,9	849	144,3	0,625	15,3	0,58	15,3					

\*  $\sigma$  est la contrainte maximale de compactage

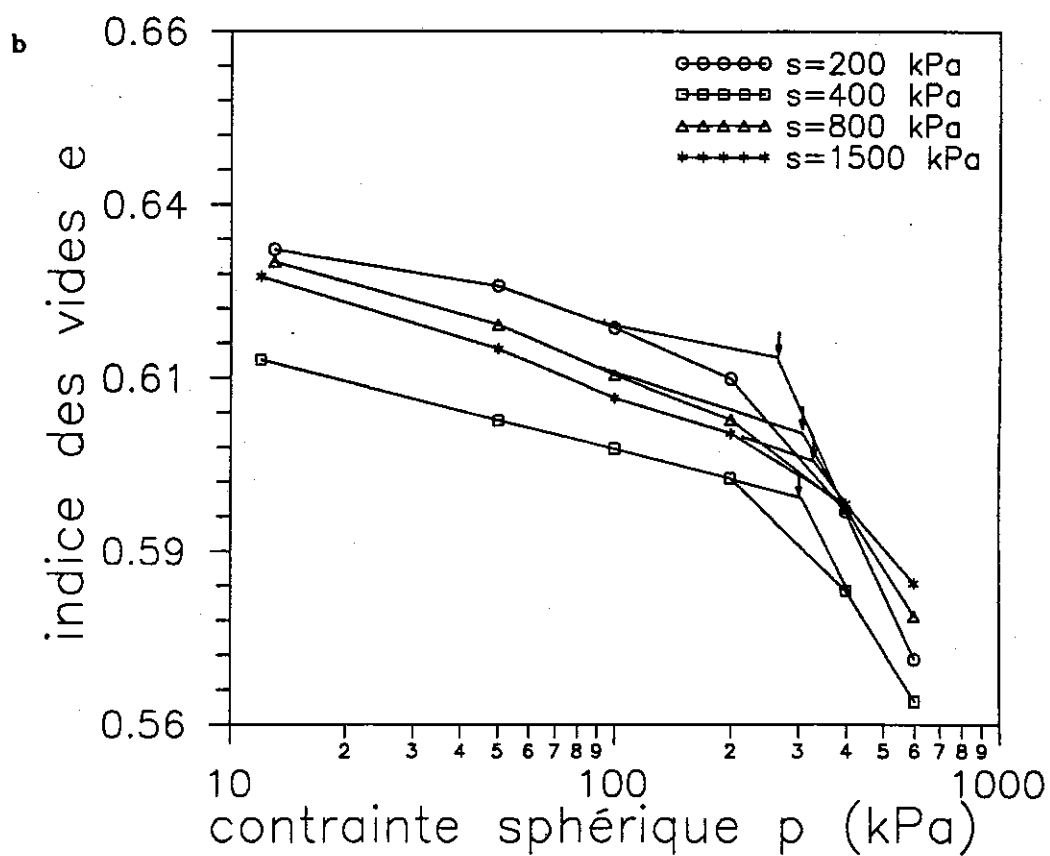
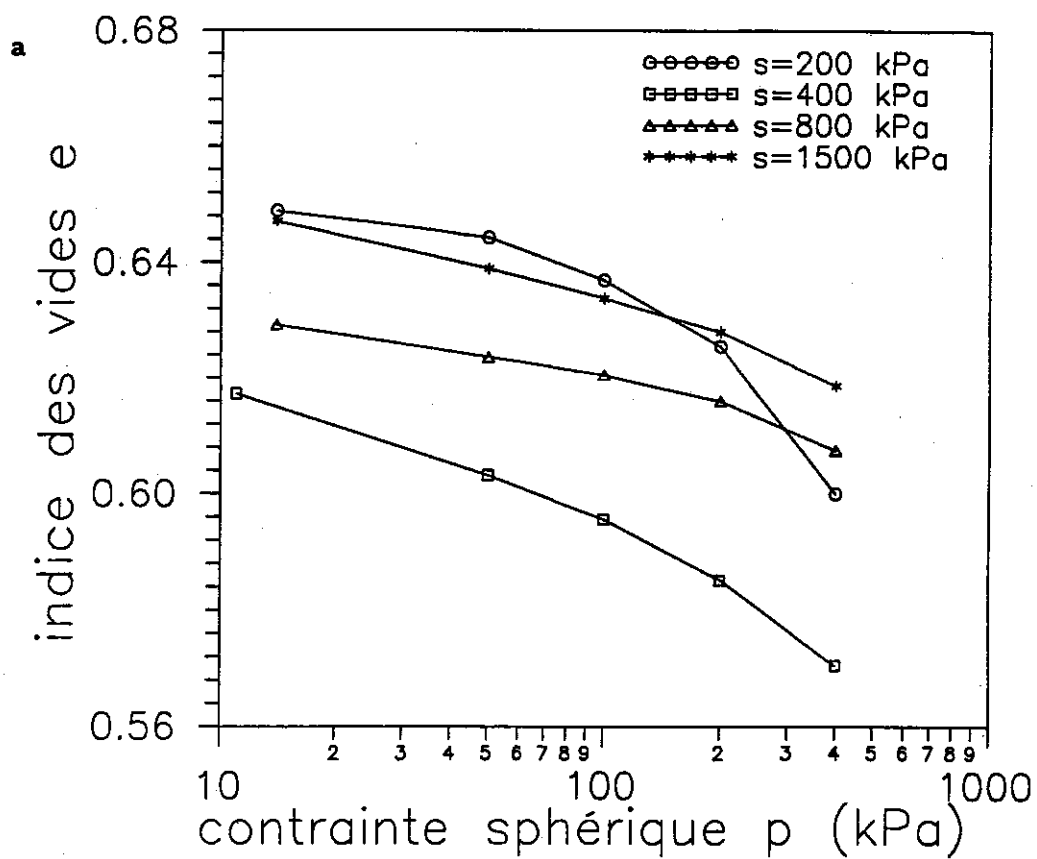


Figure VI-5 : Courbes de consolidation isotrope

a) contrainte maximale égale à 400 kPa

b) contrainte maximale égale à 600 kPa

sont assez proches, mais ordonnées dans le sens logique.

Tableau VI-4 Pressions de préconsolidation apparentes

s (kPa)	200	400	800	1500
p <sub>o</sub> (kPa)	268	279	307	320

#### VI-2.2.3 Remarques sur les essais et les résultats obtenus

L'allure régulière de ces courbes et des courbes de même type présentées en annexe I atteste de la qualité satisfaisante du système de contrôle de volume mis au point.

Dans ces essais, on est encore confronté au problème de l'état initial : l'écart maximal de l'indice des vides peut atteindre 5%, et cela peut masquer l'effet de la succion.

Une meilleure détermination des pressions de préconsolidation apparentes serait obtenue avec un chargement à des contraintes plus élevées.

#### VI-2.3 Consolidation isotrope, chargement quasi-continu

##### VI-2.3.1 Programme d'essais

Quatre essais de consolidation avec chargement quasi-continu à quatre suctions différentes (200, 400, 800 et 1500 kPa) sont réalisés, dont l'un (800 kPa de succion) est suivi d'une infiltration. Le but est de voir l'influence de la vitesse de chargement sur les résultats d'une part, et de mettre en évidence le phénomène d'effondrement sous contrainte isotrope d'autre part.

On rappelle que ces essais à contrainte contrôlée sont réalisés à l'aide d'une servo-valve pneumatique pilotée par ordinateur. Les caractéristiques des échantillons sont regroupés au tableau VI-5.

**Tableau VI-5 Caractéristiques des échantillons**

s (kPa)	Etat initial				Après les chargements		Après les déchargements	
	$\sigma$ (kPa)*	$W_s$	$e_i$	$w_i$ (%)	$e_f$	$w_f$	$e_f$	$w_f$
200	827	144,4	0,642	17,6	0,566	17,2	-	-
400	854	144,6	0,634	15,8	0,570	15,4	0,583	15,4
800	827	144,1	0,648	15,6	0,612	14,0	-	-
1500	854	144,5	0,649	13,2	0,618	12,8	0,627	13,2

\*  $\sigma$  est la contrainte maximale de compactage

#### VI-2.3.2 Effet de la succion sur la compressibilité

La figure VI-6 montre à différentes succions la variation de volume en fonction de la contrainte isotrope. On observe que les courbes sont bien ordonnées avec la succion : la compressibilité est d'autant plus faible que la succion est élevée. Les pressions de préconsolidation apparentes déterminées avec cette série d'essais sont classées dans au tableau VI-6.

**Tableau VI-6 Pressions de préconsolidation apparentes**

s (kPa)	200	400	800	1500
$p_o$ (kPa)	280	350	380	435

Par ailleurs, les deux essais de déchargement à 400 et 1500 kPa de succion montrent bien que l'indice de gonflement peut raisonnablement être considéré comme un paramètre indépendant de la succion.

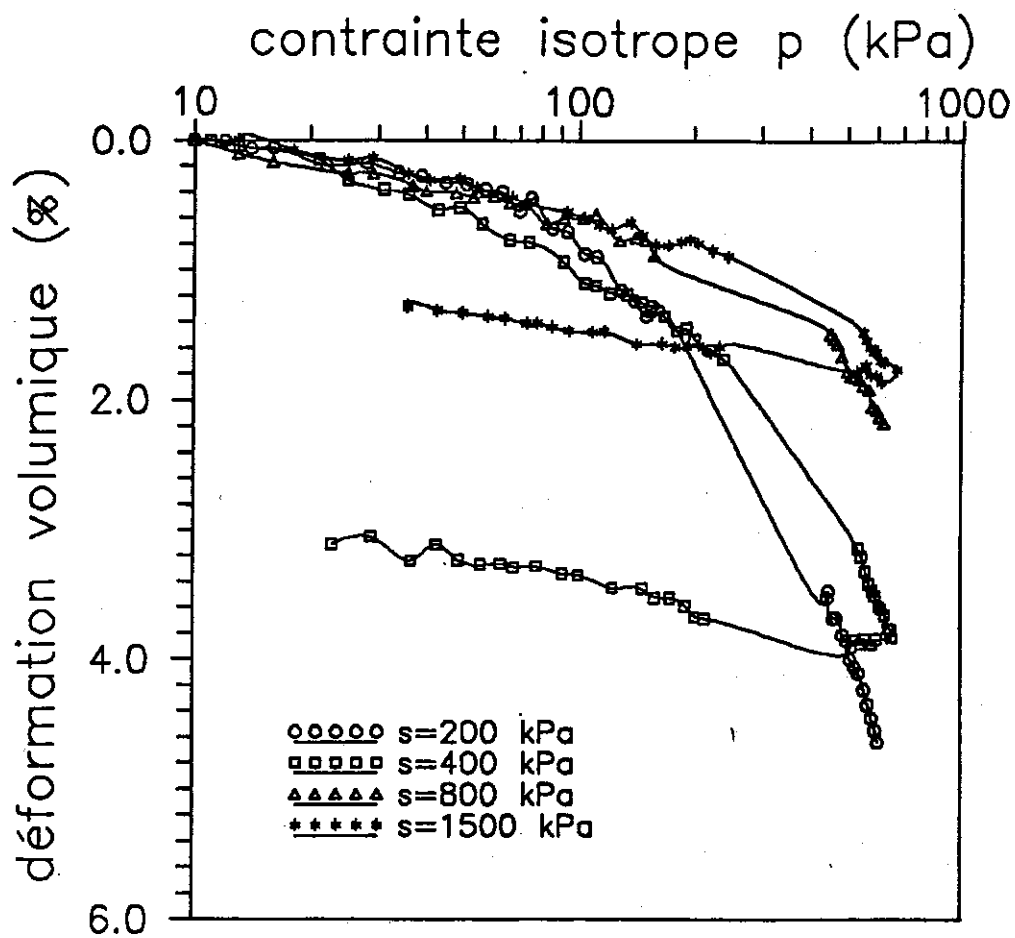


Figure VI-6 : Variations de volume lors du chargement quasi-continu

#### VI-2.3.3 Remarques sur les résultats obtenus

On voit encore une fois sur ces résultats la nécessité de charger plus loin, surtout pour de fortes suctions, afin d'augmenter la précision sur la détermination des paramètres.



#### VI-2.4 Comparaison entre les chargements par palier et quasi-continu

Dans le tableau VI-7, on rassemble les paramètres caractérisant la compressibilité,  $\kappa$  (pente dans la zone de surconsolidation),  $\lambda$  (pente dans la zone de compression) et les valeurs correspondant à la pression de préconsolidation apparente  $p_o$ . On observe peu d'influence du mode de chargement sur  $\kappa$ , mais une influence remarquable sur  $\lambda$ . On observe également que le chargement quasi-continu donne une valeur plus grande de  $p_o$  que le chargement par palier à une succion donnée, et que la différence entre deux cas est d'autant plus marquée que la succion est élevée. Cela peut s'expliquer de la façon suivante : le chargement par palier, qui correspond initialement à une très grande vitesse de chargement, entraîne une variation de volume instantanée considérable, donc une augmentation du degré de saturation, et une diminution de succion qui ne peut être compensée par le système de contrôle de succion, compte tenu de la faible perméabilité du limon non saturé, et de celle de la membrane. La figure VI-4 montre d'ailleurs que l'équilibre est à nouveau atteint au bout d'une vingtaine d'heures. Par conséquent, pendant un certain temps, les contraintes sont appliquées sur un sol ayant des succions réelles inférieures à ce qu'on impose avec la solution. Il s'ensuit une pression de préconsolidation apparente plus petite. Selon la constatation précédente sur  $\kappa$  et  $\lambda$ , on peut faire l'hypothèse que plus le degré de saturation est petit, plus la régularisation est lente et plus l'influence de la vitesse de chargement est marquée. C'est la raison pour laquelle la différence de pression de préconsolidation apparente augmente quand la succion croît.

Tableau VI-7 Influence du mode de chargement sur la compressibilité

s (kPa)	Chargement par palier			Chargement quasi-continu		
	$\kappa$	$\lambda$	$p_o$	$\kappa$	$\lambda$	$p_o$
200	0,020	0,065	268	0,012	0,137	280
400	0,014	0,090	279	0,018	0,122	350
800	0,020	0,090	307	0,011	0,080	380
1500	0,020	0,065	320	0,011	0,070	435

#### VI-2.5 Discussion sur l'anisotropie des échantillons de différentes suctions

L'anisotropie des propriétés physiques ou rhéologiques d'un matériau est définie usuellement comme la variation de la réponse (physique ou rhéologique) du matériau suivant l'orientation, par rapport au matériau, des sollicitations imposées. Ceci est mis en évidence expérimentalement par des essais réalisés avec diverses orientations de la sollicitation appliquée par rapport au matériau. Il convient de remarquer que si la sollicitation est isotrope, la réponse du matériau peut révéler le caractère anisotrope de la propriété étudiée (Gens 1982, Boehler 1984). En effet, si l'on applique des contraintes isotropes à un matériau isotrope, on doit avoir systématiquement une composante principale quelconque d'un tenseur de déformation égale à un tiers du premier invariant de ce tenseur (déformation volumique). Si cette condition n'est pas vérifiée, le matériau est anisotrope.

Avec le système de contrôle de volume présenté au chapitre III, on a pu suivre à la fois la déformation axiale déduite du déplacement de l'embase supérieure elle-même et la déformation volumique. Sur la figure VI-7 on montre les résultats obtenus avec des essais de consolidation isotrope à différentes suctions et pour deux modes de chargement différents : chargement par palier (figure VI-7-a) et chargement quasi-continu (figure VI-7-b). Quelques informations peuvent être tirées :

1) on aperçoit dans les deux cas la mise en évidence de la nature anisotrope du matériau. Cette anisotropie est créée sans aucun doute par le compactage.

2) pour un mode de chargement donné, il est difficile d'identifier la contribution de la succion à la propriété d'isotropie du sol compacté. Intuitivement on s'attendrait à une amélioration de l'isotropie avec la succion, mais ce n'est malheureusement pas le cas. En fait, on a mis en évidence dans la deuxième partie une microstructure du sol à l'Optimum constituée de grains de silt très serrés, et tapissés d'argile assez fortement

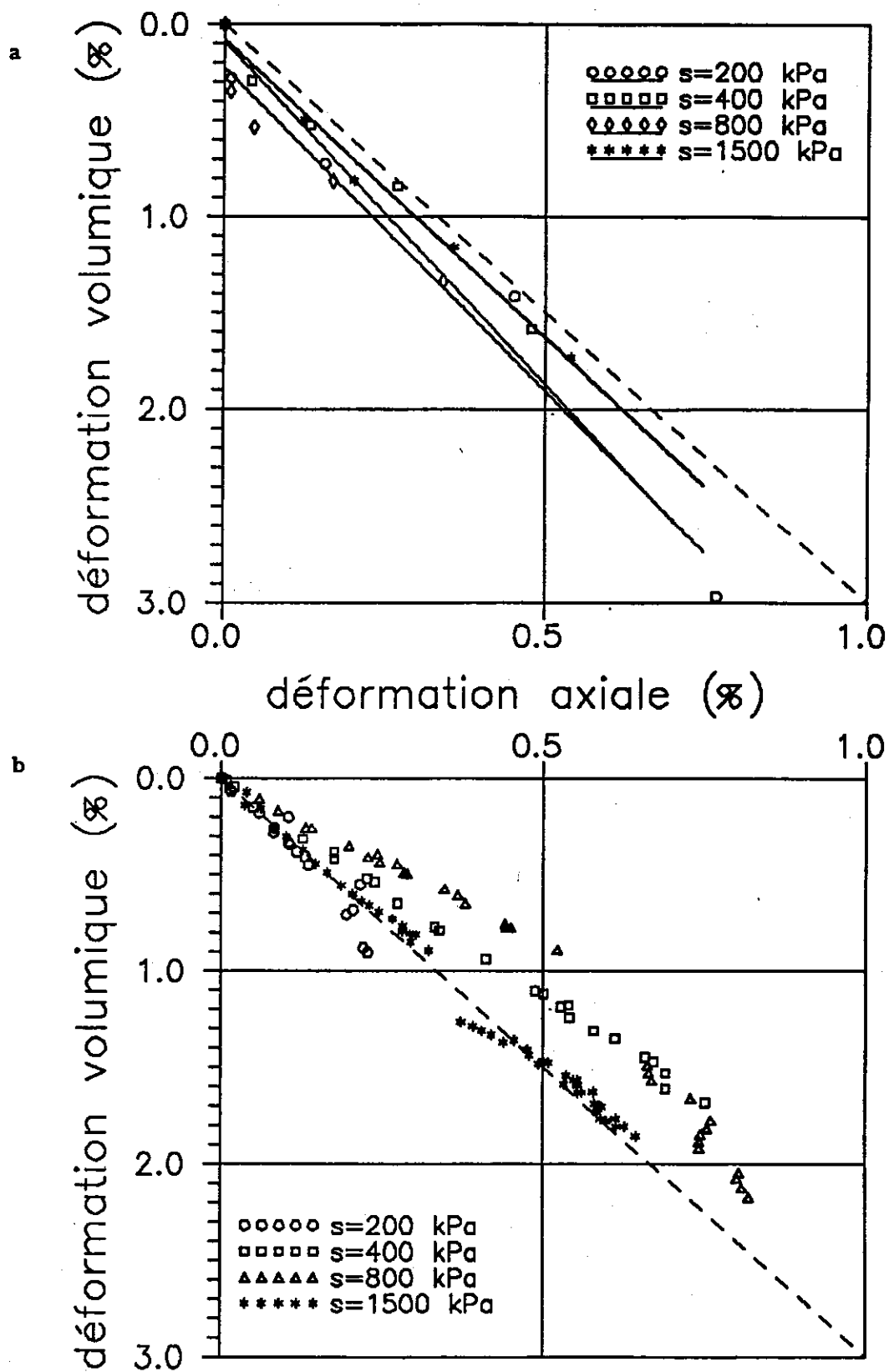


Figure VI-7 : Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale lors du chargement isotrope

a) chargement par palier

b) chargement quasi-continu

collée. On en a déduit que la succion n'influençait que la structure des argiles tapissées sur les grains, sans modifier sensiblement l'arrangement des grains entre eux, car les variations de volume globale du matériau étaient dans ce cas négligeables. De ce fait, il est difficile de faire une corrélation entre la succion et l'isotropie de ce matériau. Néanmoins, on pourrait s'attendre à une corrélation de ce type plus marquée sur des argiles pures.

3) si l'on compare les deux modes de chargement, on s'aperçoit que pour le chargement par palier, c'est la déformation volumique qui est plus grande que la déformation axiale. Et pourtant, pour le chargement quasi-continu, on a l'inverse. Cela rejoint en fait l'interprétation donnée aux résultats de consolidation avec ces deux types de chargement, qui consiste à supposer qu'une grande vitesse de chargement, entraînant une chute de succion au sein de l'échantillon, provoque une déformation volumique supplémentaire.

### VI-3 ESSAIS D'EFFONDREMENT

Comme on l'a indiqué précédemment, les essais d'effondrement ont pour objectif essentiel la vérification du potentiel d'effondrement à différents états de contraintes. Avant de présenter les résultats obtenus, on touche quelques mots sur la recherche dans ce domaine.

La recherche sur les phénomènes de gonflement et d'effondrement fait l'objet de nombreux développements, du fait des nombreux dégâts occasionnés aux ouvrages par ces phénomènes.

Vu que le limon de Jossigny est peu plastique, on s'intéresse dans cette étude à sa propriété d'effondrement, définie comme étant le tassement dû au remouillage sous un état de contraintes extérieures constant. De nombreux travaux ont été consacrés à ce problème (Jennings et Burland 1962, Burland 1965, Escario 1969 et 1973, Kassif et Ben Shalom 1971, Clemence et Finbarr 1981, Tassimoto et al. 1983, Popescu 1986, Alonso et al. 1987, Delage 1989, Vicol 1990, Lawton et al. 1991, Day 1991), qui est caractérisé par les points suivantes :

- 1) le sol a une structure assez lâche;
- 2) les contraintes extérieures sont importantes;
- 3) la succion initiale avant le remouillage est élevée.

Compte tenu de la complexité de ce phénomène, on prédit dans la pratique le potentiel d'effondrement du sol à l'aide d'une corrélation entre ce potentiel, la densité sèche  $\gamma_d$  et la limite de liquidité  $w_L$  (Gibbs et Bara 1962, Clemence et Finbarr 1981). Cette corrélation définissant, en fonction de  $\gamma_d$  et  $w_L$ , une zone effondrable et une zone non effondrable, est basée dans la plupart des cas sur les résultats obtenus à l'oedomètre. Au triaxial, on ne trouve que les travaux de Lawton et al. (1991) qui sont très intéressants. Travaillant sur un sable argileux peu plastique compacté, ces auteurs ont remarqué que la variation de volume due au changement de l'état de contraintes ou du remouillage ne dépend que de la contrainte moyenne, et elle est indépendante du rapport de contrainte  $\eta$ ; qu'en revanche, pour une contrainte moyenne donnée, la

déformation axiale augmente et la déformation latérale diminue lorsque le rapport de contraintes croît.

Le phénomène d'effondrement est un phénomène typique de la non saturation, et la qualité d'un modèle de comportement en non saturé est normalement jugée par sa capacité à bien décrire ce phénomène. Dans cette partie, on n'aborde qu'un modèle qualitatif dans le but de bien comprendre microscopiquement l'effondrement et le gonflement.

Burland (1965) a développé un modèle, dit concept de stabilité des contacts des grains, selon lequel un contact est en équilibre si la condition suivante est satisfaite :

$$T/N \leq \mu$$

où N est la force normale, T la force tangentielle,  $\mu$  le coefficient de frottement du matériau. En principe, les contraintes extérieures, y compris une contrainte isotrope, contribuent à la fois à T et N. Donc la succion qui pourrait être considérée seulement contribuable à N est différente de la contrainte isotrope. Et par conséquent, il n'est pas raisonnable d'intégrer la succion dans une seule équation avec les contraintes comme le fait dans le principe des contraintes effectives étendu (Bishop 1959).

Pour les sols grenus, le remouillage diminue la force capillaire, et donc N, entraînant une destruction de l'équilibre des contacts, qui est marquée par une diminution de volume due au réarrangement des grains.

Pour les sols fins, le phénomène est plus complexe. Burland a pris un modèle microscopique (figure VI-8) qui ressemble beaucoup, selon les photos réalisées au MEB dans le cadre de ce travail, à la structure du limon de Jossigny, pour décrire les phénomènes. Sous faible niveau de contrainte, la valeur  $T/N$  est largement inférieure à  $\mu$ , donc le glissement des grains n'intervient pas. Compte tenu dans ce cas de la faible valeur de T, la diminution de N due au remouillage ne provoque théoriquement pas un accroissement suffisant du rapport  $T/N$  suffisamment grand pour que le

glissement des grains apparaisse. Mais le remouillage entraîne bien le gonflement des feuillets d'argile, et donc une augmentation de volume du sol. Quand le niveau de contraintes est important, avant le remouillage, la valeur  $T/N$  atteint sa limite d'équilibre, une diminution de  $N$  due au remouillage rend possible le glissement des grains d'un côté, de l'autre côté les feuillets d'argiles subissent en même temps le gonflement et la distorsion. De ce fait, le sol connaît dans ce cas un effondrement dont l'ordre de grandeur dépend de ces trois contributions combinées.

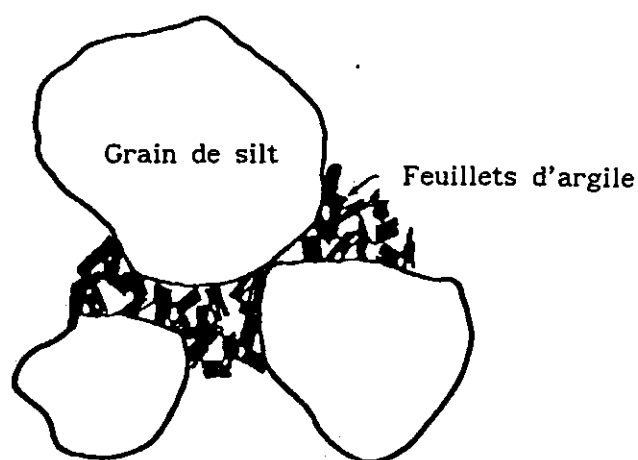


Figure VI-8 : Schéma d'un sol fin (Burland 1965)

Dans cette description, on voit clairement l'importance de la teneur en argile. Il est donc nécessaire de contrôler ce paramètre dans l'étude du comportement des sols fins. On a observé d'ailleurs des anomalies reliées à ce paramètre au cours de ce travail, soit dans les études microscopiques, soit dans les essais mécaniques.

On présente ci-dessous des résultats des essais d'effondrement réalisés à l'oedomètre et au triaxial.

### VI-3.1 Essais d'effondrement à l'oedomètre

#### VI-3.1.1 Tableau synthétique

Deux essais ont été réalisés sous 1600 kPa de contrainte verticale, à partir de 800 et 1500 kPa de succion initiale respectivement. On présente au tableau VI-8 quelques valeurs marquant les états initial et final des échantillons.

Tableau VI-8 Etats initiaux et finaux des échantillons

s (kPa)	$W_s$ (g)	$w_i$ (%)	$h_i$ (mm)	$w_f$ (%)	$h_f$ (mm)
800/0	128,8	14,3	18,79	19,6	18,75
1500/0	128,3	11,3	18,28	16,6	17,97

#### VI-3.1.2 Résultats et remarques

Sur la figure VI-9 sont présentées les déformations verticales et les échanges d'eau correspondants pour deux essais à l'oedomètre sous la même contrainte verticale (1600 kPa) et à différentes succions initiales (800 kPa et 1500 kPa). On observe tout d'abord sur cette figure le bon couplage entre la variation de volume et l'eau échangée. De plus, en comparant ces deux essais, on s'aperçoit qu'au niveau de l'échange d'eau, l'essai à 1500 kPa de succion initiale a absorbé finalement une quantité d'eau légèrement plus grande que l'essai à  $s_i = 800$  kPa (47% pour  $s_i = 1500$  kPa, et 39 % pour  $s_i = 800$  kPa); en revanche, une grande différence sur la déformation axiale est observée (1,7 % pour  $s_i = 1500$  kPa, et 0,17 % pour  $s_i = 800$  kPa). Cela pourrait être dû d'une part à la différente cinétique de par le point de départ en terme de succion différent, et d'autre part à la différente structure créée dans leur histoire : les deux échantillons ont en effet été chargés progressivement jusqu'à 1600 kPa de contrainte verticale à des valeurs de succion différentes.



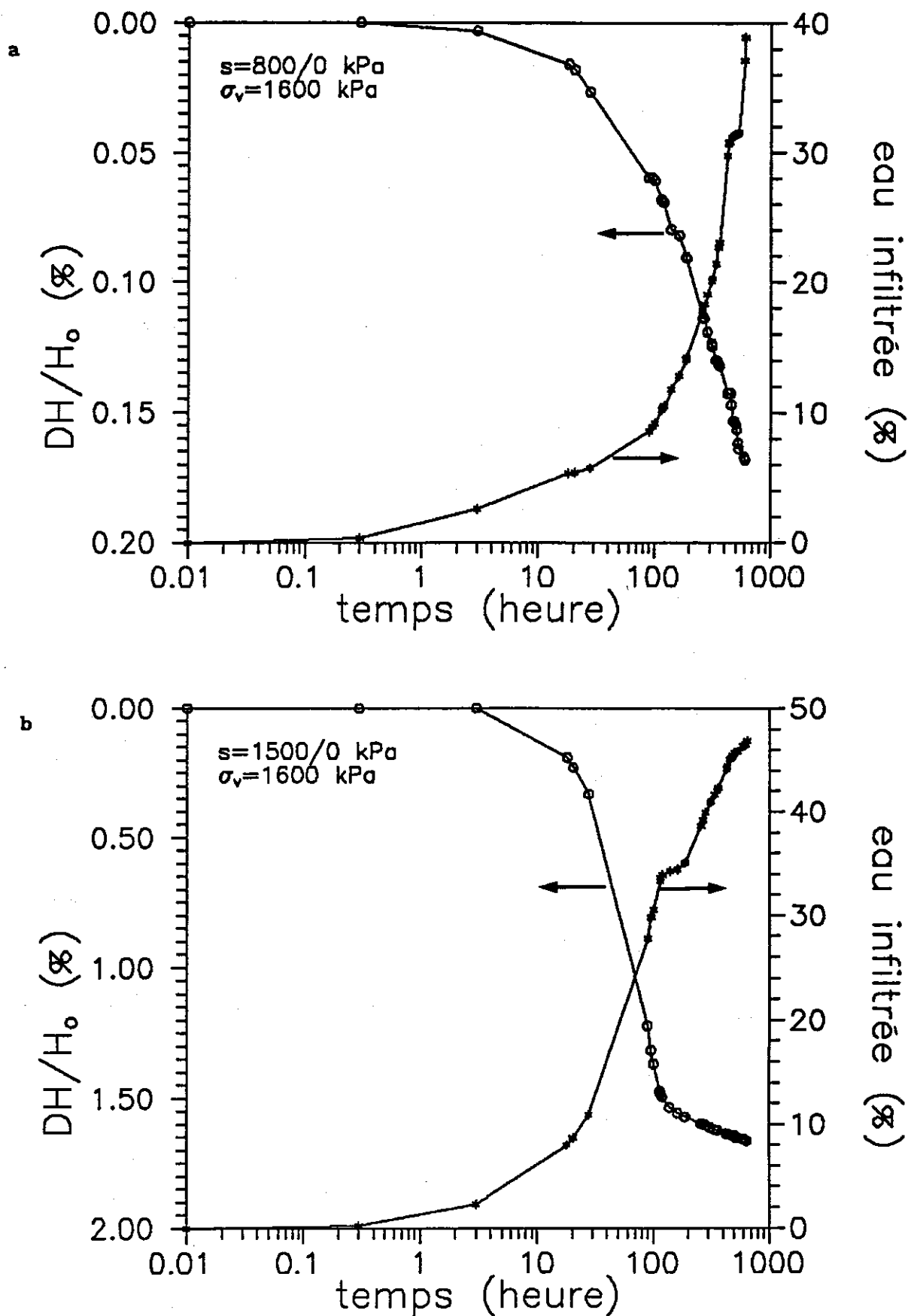


Figure VI-9 : Evolutions de la déformation axiale et de l'eau infiltrée lors des essais de remouillage a) succion initiale égale à 800 kPa b) succion initiale égale à 1500 kPa

Les variations du degré de saturation au cours de l'infiltration sont portées sur la figure VI-10. On constate que dans les trois premières heures, les deux courbes sont parallèles, et qu'ensuite celle à  $s_1 = 1500$  kPa manifeste d'une croissance bien plus rapide. Cela est lié en effet directement à la variation de volume induite par le remouillage : au début, les échantillons se déforment peut, et semblent donc peu de variation du degré de saturation, ce qui rend parallèle les deux courbes. Ensuite, l'échantillon à  $s_1 = 1500$  kPa tasse beaucoup plus vite que celui à  $s_1 = 800$  kPa, et on enregistre donc une augmentation de degré de saturation plus rapide. Par ailleurs, on a obtenu pour l'essai à  $s_1 = 800$  kPa des valeurs de degré de saturation supérieures à l'unité. Cela peut être attribué à l'incertitude sur le contrôle d'échange d'eau, et sur la mesure de la hauteur initiale.

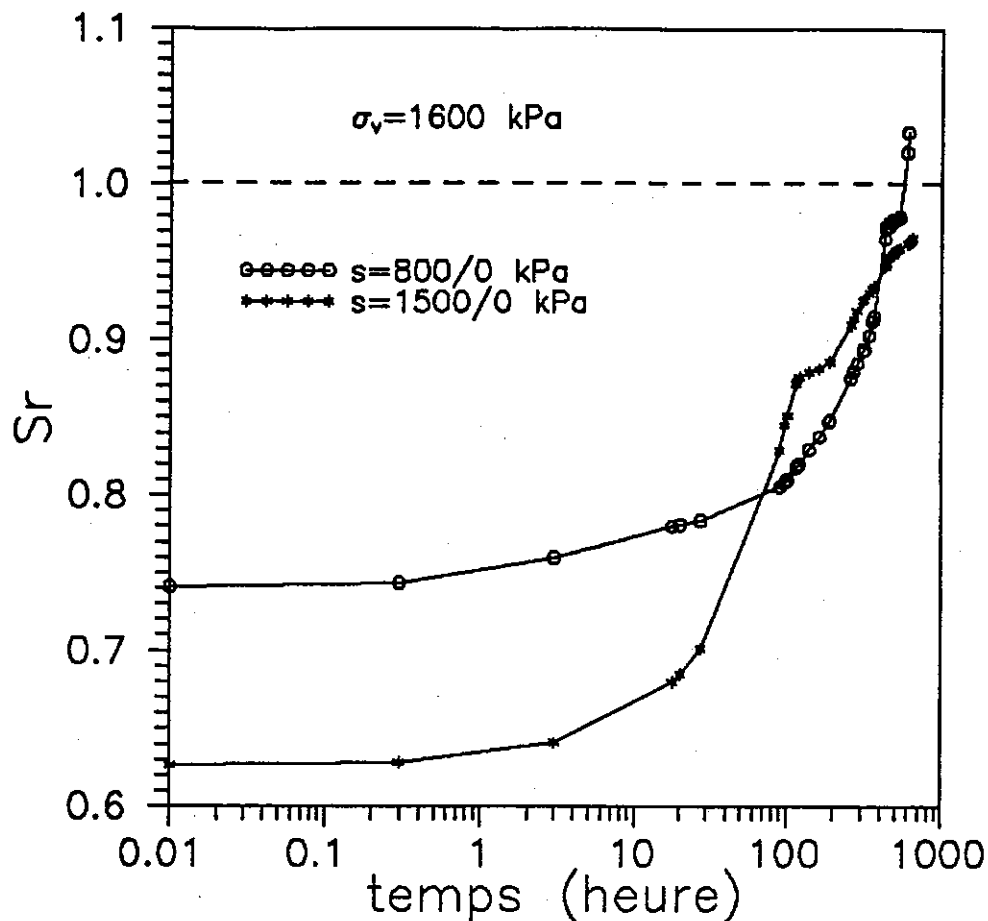


Figure VI-10 : Variations du degré de saturation lors des essais d'effondrement à l'oedomètre

Les résultats obtenus semblent cohérents et logiques. On a bien observé l'effet de la succion initiale sur le volume et sur l'échange d'eau. De plus, en tenant compte de l'allure cohérente de ces courbes avec la forme des courbes publiées (Vicol 1990), on a montré qu'on était en mesure de contrôler correctement de faibles quantités d'eau pour des essais durant un mois, avec une correction selon les poids initial et final.

### VI-3.2 Essai d'effondrement au triaxial

Un seul essai a été réalisé sous 600 kPa de contrainte isotrope en partant de 800 kPa de succion initiale.

#### VI-3.2.1 Tableau synthétique

Les caractéristiques de cet échantillon, avant et après le remouillage, sont montrés au tableau VI-9.

Tableau VI-9 Caractéristiques de l'échantillon.

s (kPa)	$W_s$ (g)	$w_i$ (%)	$V_i$ (cm <sup>3</sup> )	$w_f$ (%)	$V_f$ (cm <sup>3</sup> )
800/0	144,1	14,05	85,26	21,3	83,98

La teneur en eau finale a été déterminée à l'étuve, après l'essai.

#### VI-3.2.2 Résultats et remarques

Faute d'un bon contrôle d'échange d'eau, on ne dispose que de la courbe de tassement (figure VI-11), qui a une forme analogue à celles obtenues à l'oedomètre.

Il paraît intéressant de comparer ce résultat avec celui obtenu à la même succion initiale (800 kPa) à l'oedomètre, au niveau du tassement final. On voit que dans le premier cas, la déformation volumique est beaucoup plus grande que dans le deuxième.

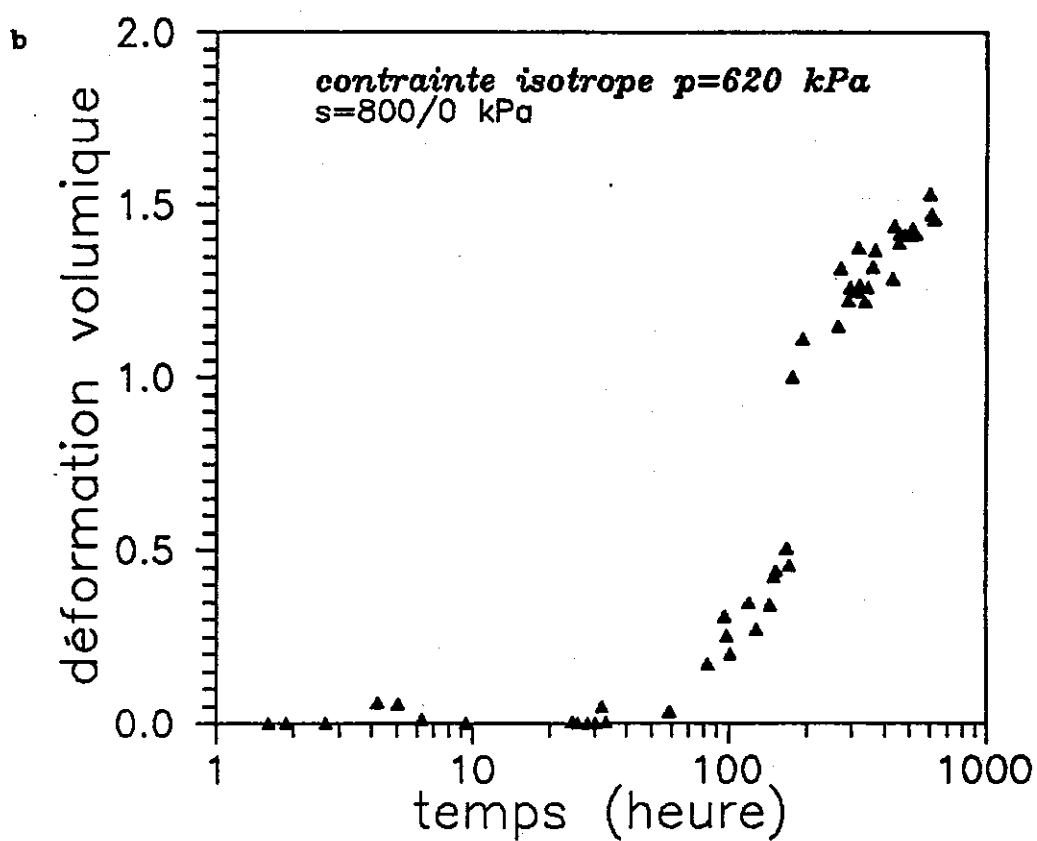
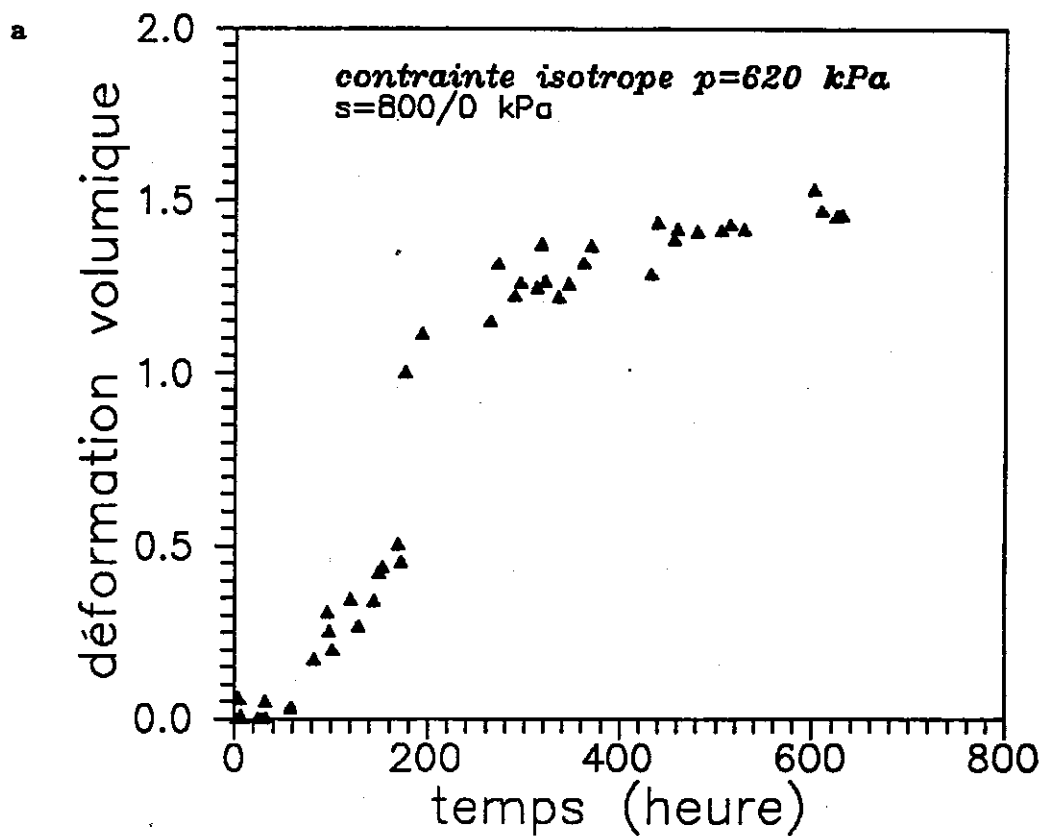


Figure VI-11 : Evolution de la déformation volumique lors de l'essai de remouillage sous contrainte isotrope  $p = 620$  kPa

Il existe effectivement une légère différence de densité entre les deux cas (au triaxial,  $\gamma = 19,3 \text{ kN/m}^3$  ; à l'oedomètre  $\gamma = 20,3 \text{ kN/m}^3$ ); mais cela ne semble pas pouvoir expliquer le phénomène observé.

Dans la gamme de contraintes qu'il a considéré, Burland (1965) a observé que l'effondrement était d'autant plus important que la contrainte sous laquelle s'effectuait le remouillage était grande. Cependant, il existe une contrainte pour laquelle l'effondrement est maximum, et au dessus de laquelle il décroît. (Yudhbir 1982, d'après Alonso et al. 1987); cette contrainte varie d'un sol à l'autre (Booth 1975, d'après Alonso et al. 1987). Dans notre cas, si l'on suppose que  $K_0$  vaut 0,5 pour l'essai oedométrique, on obtient une différence considérable de contrainte moyenne entre les deux types d'essais (620 kPa au triaxial et 1067 kPa à l'oedomètre). Il est possible que dans le cas oedométrique, on ait déjà dépassé le maximum, et par conséquent, qu'on obtienne un effondrement moins important.

Une autre interprétation possible est liée à la différente structure créée par les deux types de consolidation. Il est probable que le sol compacté en condition  $K_0$  et puis consolidé en même condition  $K_0$  ait une structure moins effondrable que le sol compacté en condition  $K_0$  et puis consolidé sous contrainte isotrope, puisqu'un changement de chemin de contraintes par rapport au chemin suivi lors de la formation du sol modifie probablement plus la microstructure.

## VI-4 ESSAIS DE CISAILLEMENT A $\sigma_3$ CONSTANT

### VI-4.1 Programme d'essais

Le programme d'essais triaxiaux à succion contrôlée et à  $\sigma_3$  constant réalisé est présenté au tableau VI-10, qui indique également les caractéristiques initiales et finales des différents essais. Vingt essais ont été réalisés, cinq valeurs de  $\sigma_3$  ont été adoptées (50, 100, 200, 400 et 600 kPa), et quatre valeurs de succion ont en général été appliquées (200, 400, 800 et 1500 kPa), en plus d'essais à succion nulle. La première valeur de succion (200 kPa) a été choisie égale à la succion initiale de l'échantillon compacté afin d'éviter d'éventuels phénomènes d'hystérésis liés aux cycles de humidification-dessiccation. Ainsi toutes les mises à succion correspondent à un chemin de dessiccation. Les essais à  $\sigma_3 = 100$  kPa et  $s = 200, 400$  et  $800$  kPa ont été réalisés avant la mise au point du contrôle de volume. On rappelle que la durée totale d'un essai est d'une vingtaine de jours.

Les courbes effort-déformation, et de variations volumiques des différents essais ont été regroupées pour chaque valeur de  $\sigma_3$  et sont présentées aux figures VI-12 à VI-16. Pour une même succion l'effet de la variation de  $\sigma_3$  est présenté aux figures VI-17 ( $s = 200$  kPa), VI-18 ( $s = 1500$  kPa) et VI-20 ( $s = 0$  kPa). Les figures correspondant aux autres succions sont présentées en annexe I.

Tableau VI-10 Caractéristiques initiales et finales des échantillons

$\sigma_3$ (kPa)	s (kPa)	$W_s$ (g)	Après la consolidation		Après le cisaillement	
			e	$s_r$ (%)	e	$s_r$ (%)
50	0	143,4	0,694	98	0,683	100
	200	144,7	0,621	77	0,605	79
	400	145,4	0,623	74	0,614	75
	800	145,3	0,619	68	0,613	67
	1500	144,4	0,620	62	0,620	56
100	0	144,1	0,711	96	0,685	100
	200	145,4	0,613	-	-	-
	400	145,1	0,610	-	-	-
	800	146,7	0,600	-	-	-
	1500	144,2	0,612	64	0,595	64
200	200	143,4	0,599	77	0,553	79
	400	144,7	0,577	74	0,539	77
	800	143,5	0,599	70	0,577	70
	1500	143,3	0,621	64	0,594	64
400	200	144,8	0,600	80	0,498	92
	400	144,0	0,570	82	0,493	84
	800	144,6	0,607	67	0,530	74
	1500	143,8	0,619	66	0,557	69
600	200	145,5	0,569	84	0,468	98
	400	144,4	0,563	79	0,476	85

Remarque : les degrés de saturation figurés dans ce tableau sont calculés selon les teneurs en eau finales déterminées à l'étuve.

#### VI-4.2 Résistance au cisaillement et variations de volume

##### VI-4.2.1 Observations expérimentales

Pour une contrainte de confinement  $\sigma_3 = 50$  kPa (figure VI-12), on observe une évolution régulière des courbes effort-déformation avec l'augmentation de la succion, qui se traduit à la fois par une augmentation de la rigidité caractérisée par le module initial, et une augmentation de la résistance

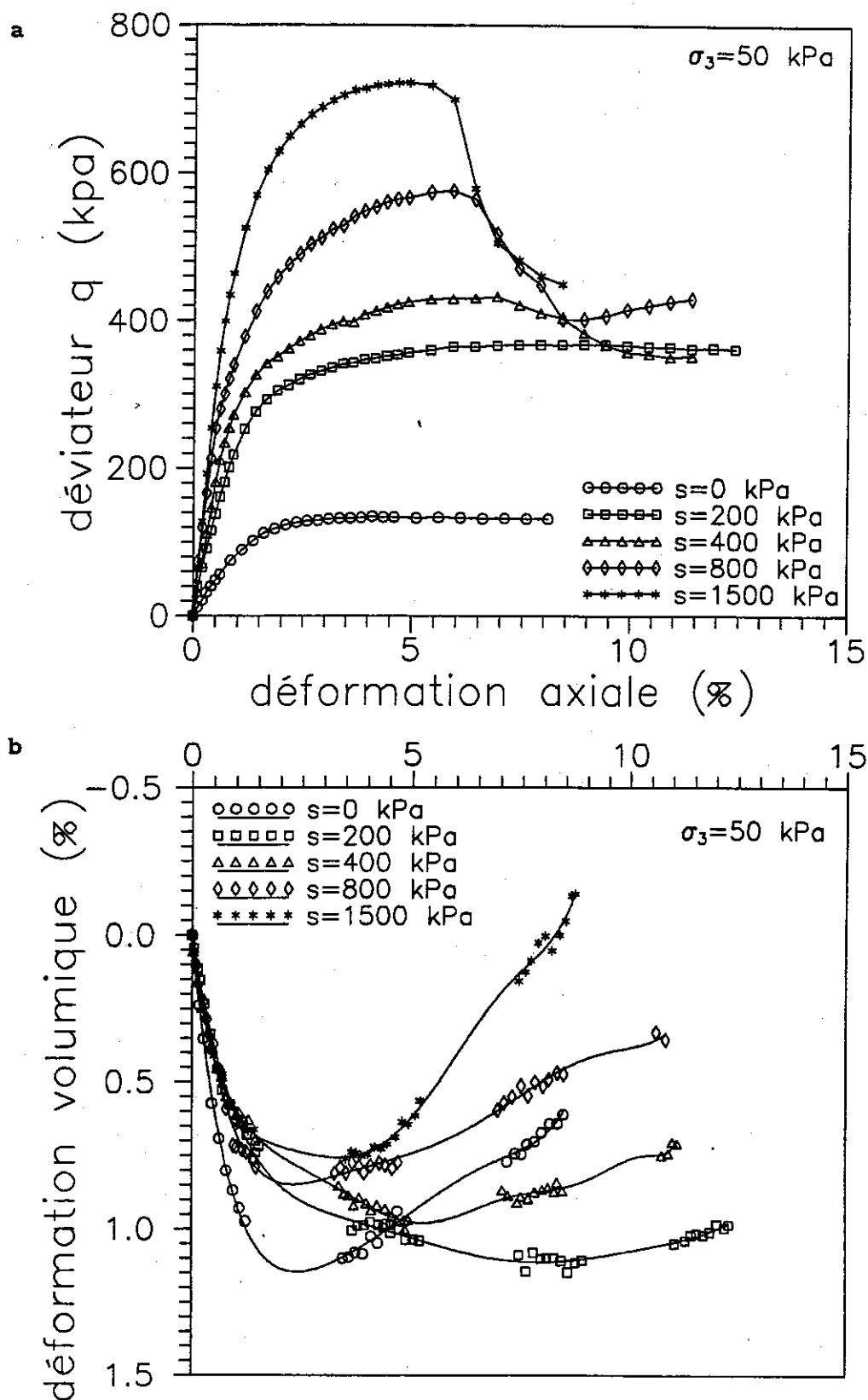


Figure VI-12 : Courbes de cisaillement à  $\sigma_3 = 50$  kPa

a) effort-déformation    b) variations volumiques



maximale. Cela est en bon accord avec les résultats disponibles (Bishop et Donald 1961, Delage et al. 1987, Karube 1983 et 1988, Toll 1990, Wheeler 1992). Par ailleurs, un pic est observé pour les suctions supérieures ou égales à 400 kPa; il est d'autant plus marqué que la succion est élevée. L'observation des éprouvettes a montré que ces pics correspondent à l'apparition de plans de cisaillement caractéristiques d'une rupture par localisation des déformations. Pour des suctions croissantes, l'apparition du pic se fait pour des déformations plus faibles, définissant une plus grande fragilité du matériau. A grande déformation ( $\varepsilon_a > 8\%$ ), des niveaux comparables de résistance résiduelle sont atteints.

Les déformations volumiques montrent, à toutes les valeurs de succion, l'apparition de changement de phase (contractance-dilatance), la dilatance étant d'autant plus marquée que la succion est élevée. Pour les valeurs non nulles de succion, les courbes sont correctement ordonnées les unes par rapport aux autres. L'aspect particulier de la courbe à succion nulle est attribué à un effet d'hystérésis dû au remouillage de cet échantillon, qui a également engendré un certain gonflement.

Avec une contrainte de confinement plus forte ( $\sigma_3 = 100$  kPa), on observe des pics moins marqués, qui n'apparaissent qu'à partir d'une succion plus élevée que précédemment ( $s = 800$  kPa), et pour des déformations plus fortes, illustrant une fragilité moindre du matériau (figure VI-13). On ne dispose pour cette série que de deux courbes de variations de volume ( $s = 1500$  et  $0$  kPa). A 1500 kPa de succion, par rapport aux essais précédents ( $\sigma_3 = 50$  kPa), la dilatance est réduite et la contractance augmentée, comme dans le cas classique des sols fins saturés ou des sables.

A  $\sigma_3 = 200$  kPa (figure VI-14), on n'observe qu'un léger pic à  $s = 1500$  kPa, et une confirmation des tendances déjà observées : augmentation des modules initiaux et des résistances maximales; la dilatance n'est plus observée qu'à  $s = 1500$  kPa, à proximité du pic; les autres courbes de variations volumiques ne manifestent que de la contractance, bien ordonnée en fonction de la succion; la courbe à  $s = 1500$  kPa présente cependant une contractance initiale apparemment trop forte, à relier à un indice des vides initial plus élevé

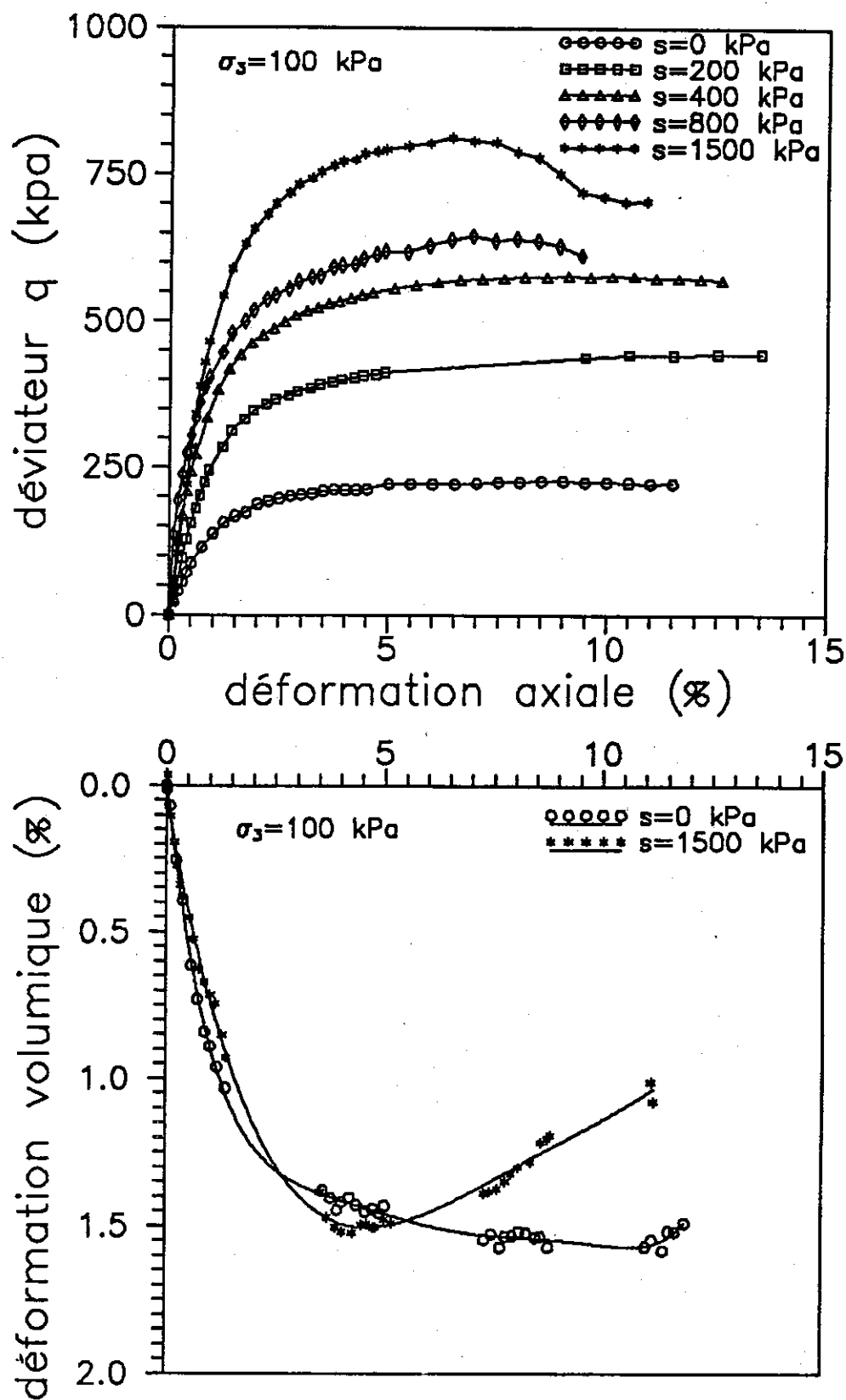


Figure VI-13 : Courbes de cisaillement à  $\sigma_3 = 100$  kPa

a) effort-déformation    b) variations volumiques

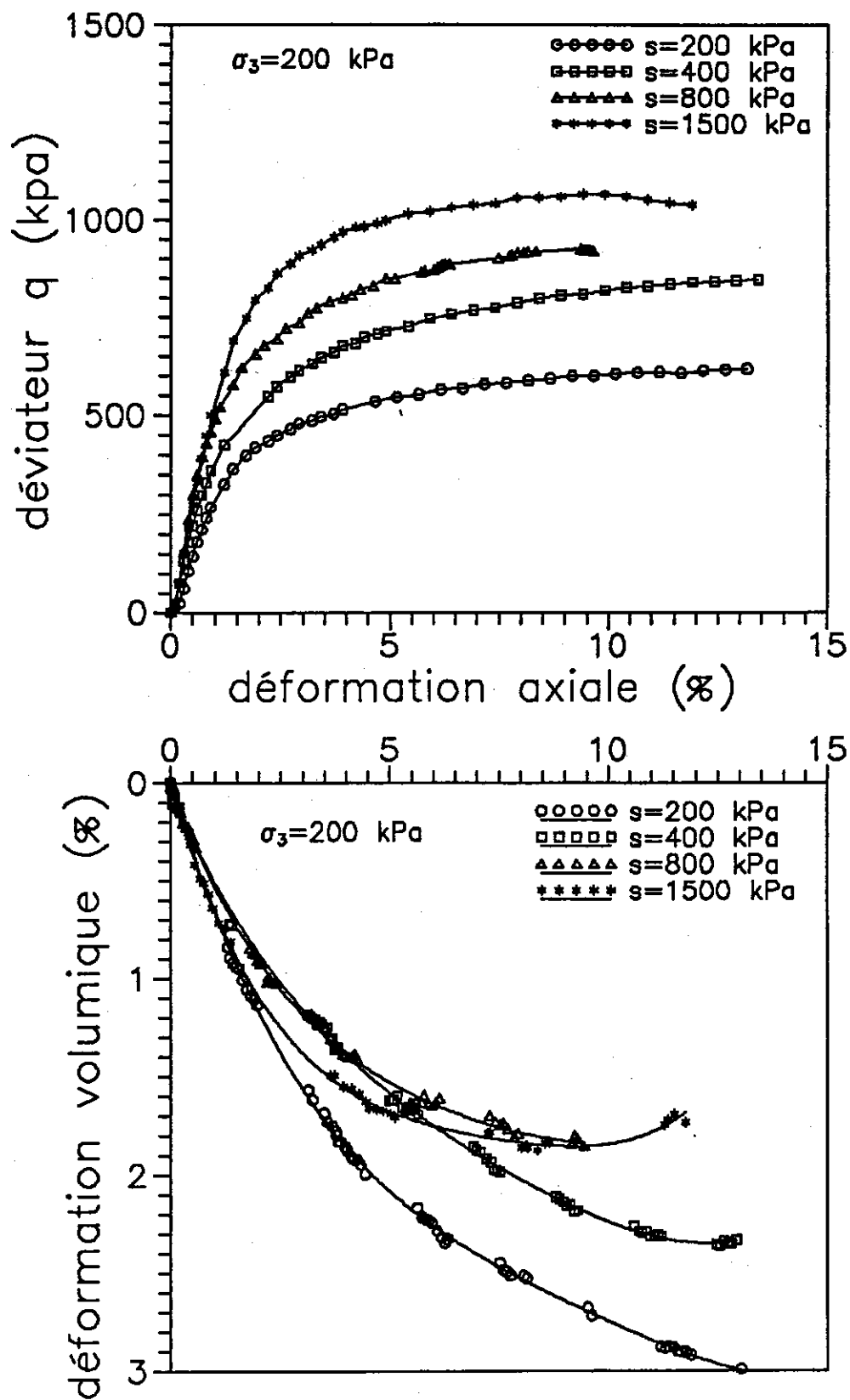


Figure VI-14 : Courbes de cisaillement à  $\sigma_3 = 200$  kPa

a) effort-déformation    b) variations volumiques

(tableau VI-10).

A  $\sigma_3 = 400$  et  $600$  kPa (figures VI-15 et VI-16), les pics et la dilatance ne sont plus présents, les rigidités, les résistances maximales et la contractance restent bien ordonnées en fonction de la succion.

A  $s = 200$  kPa, et sous différentes valeurs de  $\sigma_3$  (50, 100, 200, 400 et 600 kPa), on observe également (figure VI-17) sur les courbes effort-déformation une augmentation de la résistance maximale avec la contrainte de confinement, analogue à l'effet de la succion. Mais l'augmentation de la rigidité avec  $\sigma_3$  est moins apparente qu'avec la succion. Cela pourrait s'expliquer par le fait que dans la zone définissant la rigidité ( $\epsilon_a < 1\%$ ) l'état de contraintes appliquées au sol lors du cisaillement n'a pas dépassé le niveau de compactage (850 kPa environ de contrainte verticale), et qu'au contraire, les suctions appliquées sont supérieures ou égales à la succion initiale de l'échantillon compacté.

Les courbes de variation de volume montrent un comportement classique du matériau, à savoir que l'augmentation de  $\sigma_3$  diminue la dilatance.

A une succion plus importante ( $s = 1500$  kPa), on observe encore une fois l'augmentation de la résistance maximale, l'évolution un peu irrégulière de la rigidité, ainsi que la diminution de la dilatance avec l'augmentation de  $\sigma_3$  (figure VI-18). De plus, pour des contraintes de confinement croissantes, l'apparition du pic, contrairement au cas de suctions croissantes, se fait pour des déformations plus grandes. A l'inverse de la succion, l'augmentation de la contrainte de confinement tend à dissiper l'effet de pic. Les courbes aux suctions intermédiaires (400 et 800 kPa, voir annexe I) confirment bien ces observations.

Il est à signaler que le manque de mesures de volume pendant les nuits pour le volume ne permet pas une détermination optimale de l'effet de la succion sur l'état caractéristique, défini par le point qui représente le passage de la phase contractante à la phase dilatante, et que cette partie de courbes est complétée par lissage. Cependant, le rapport des points de changement de phase

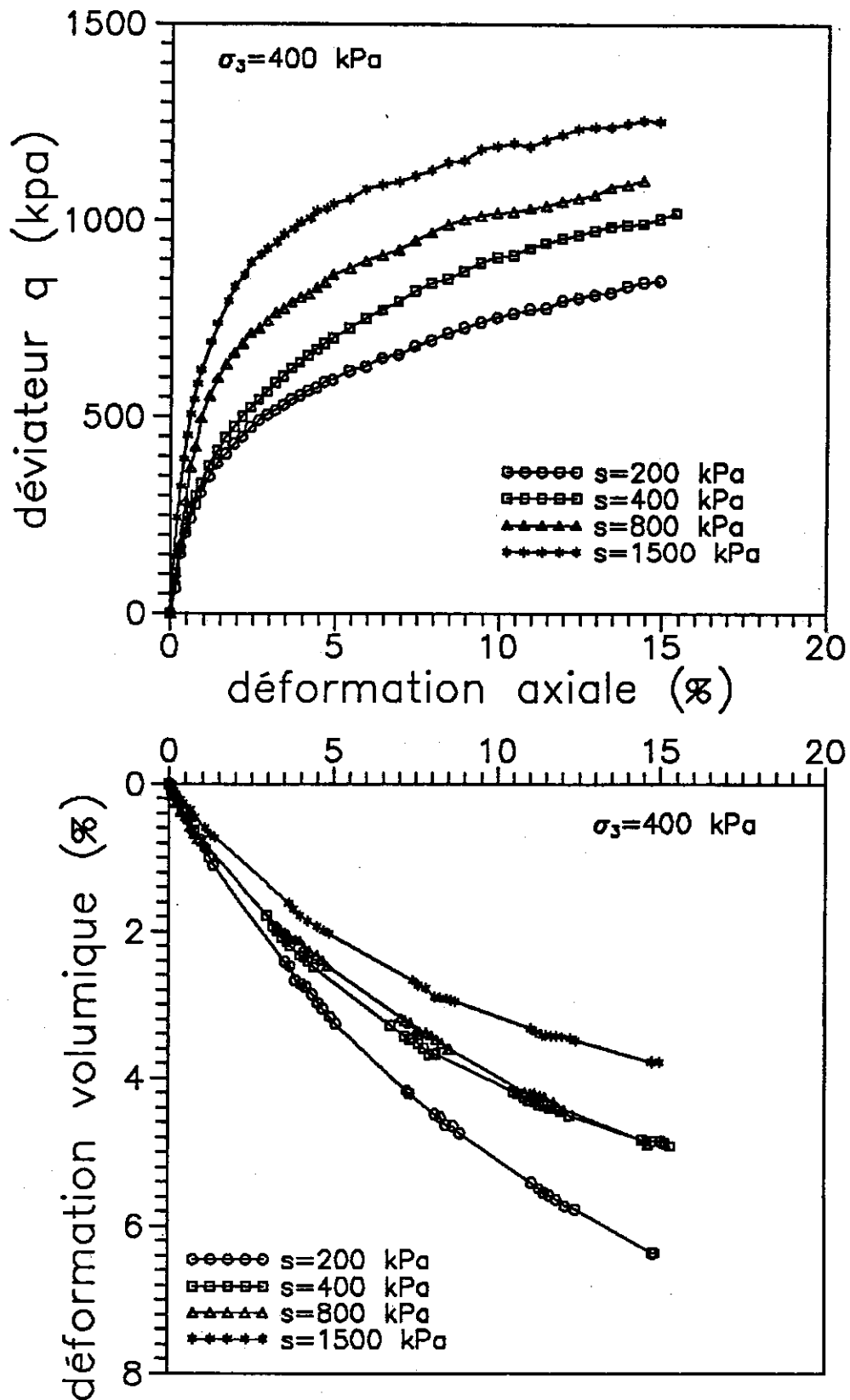


Figure VI-15 : Courbes de cisaillement à  $\sigma_3 = 400$  kPa

a) effort-déformation    b) variations volumiques

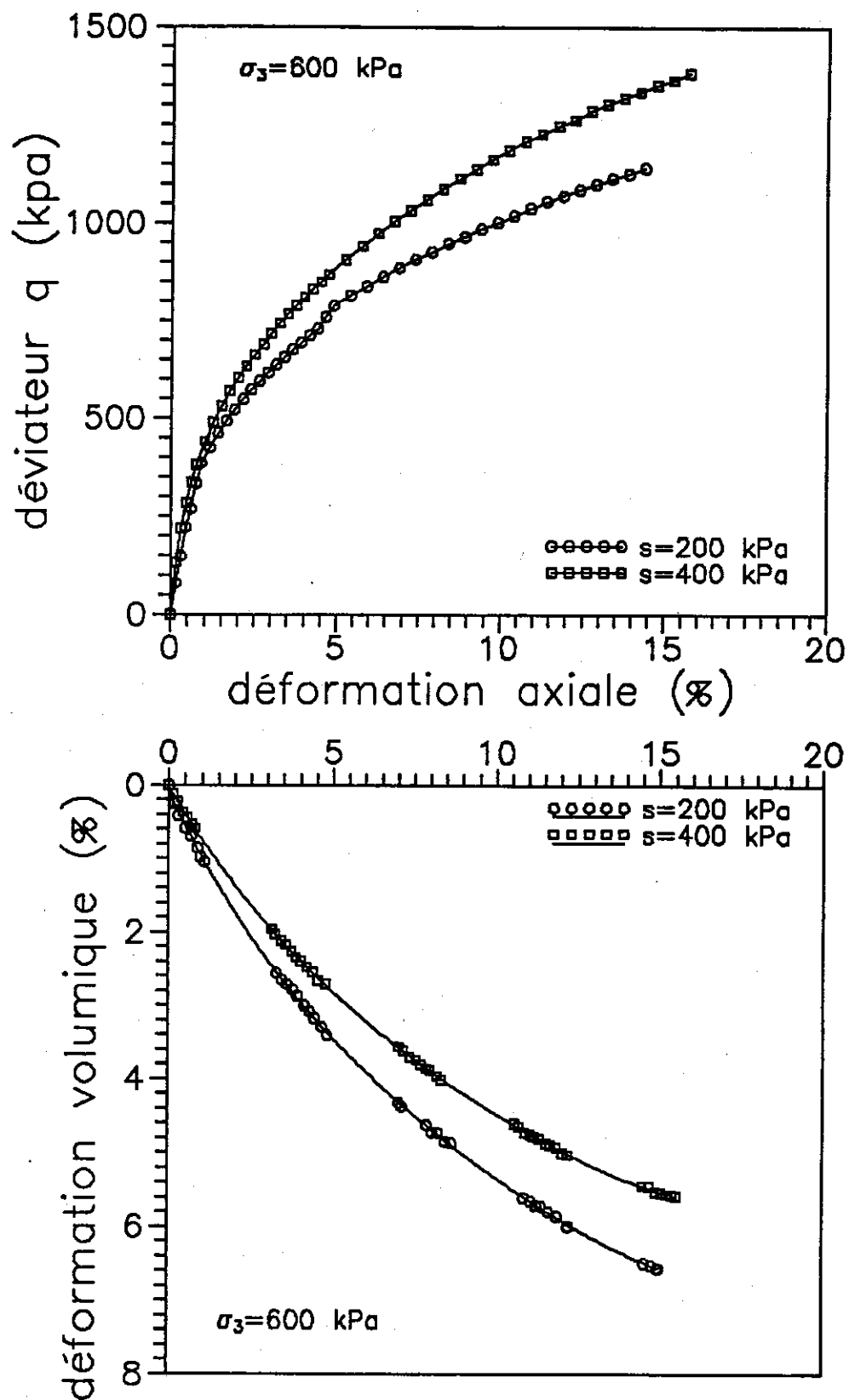


Figure VI-16 : Courbes de cisaillement à  $\sigma_3 = 600$  kPa  
a) effort-déformation    b) variations volumiques

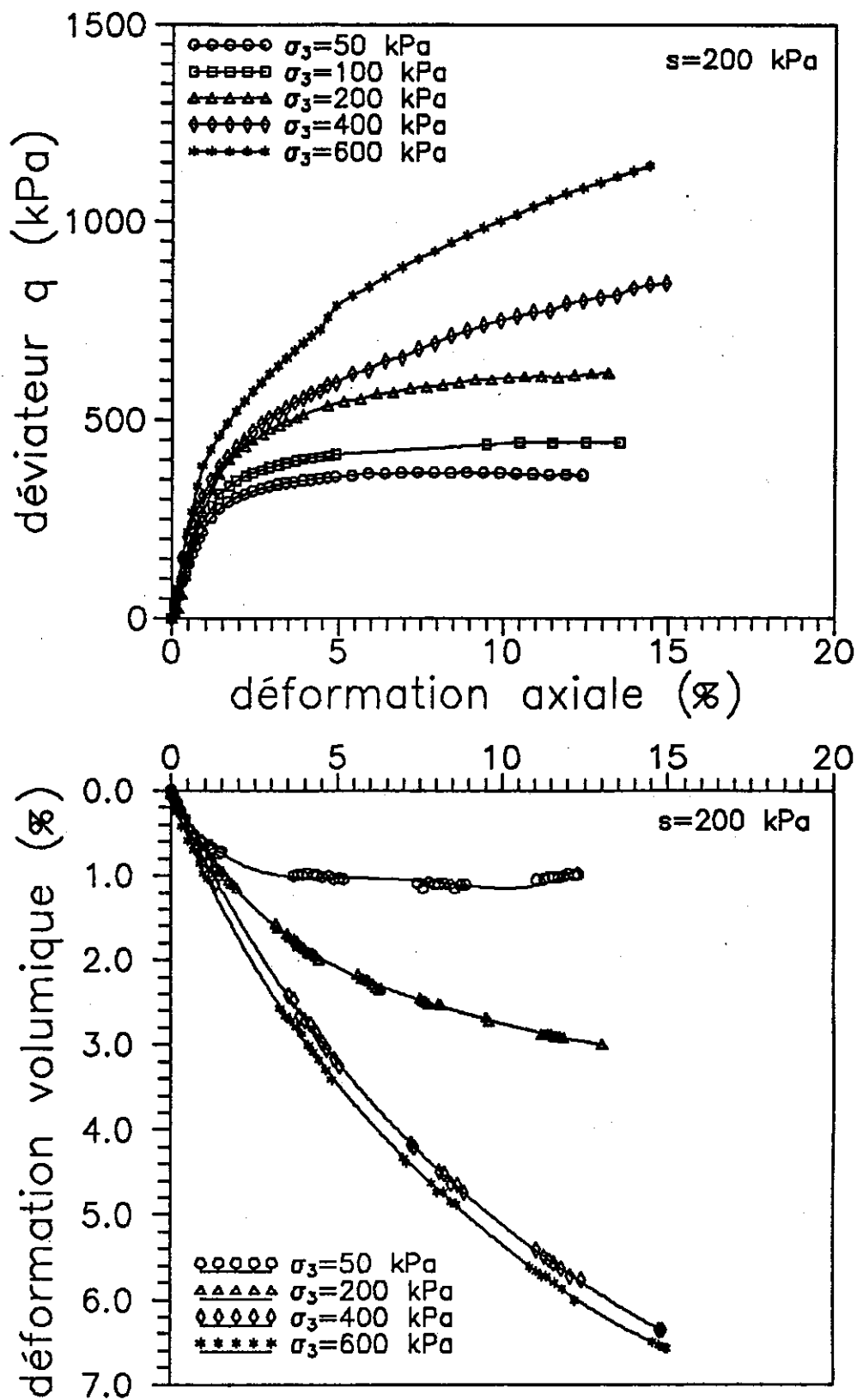


Figure VI-17 : Courbes de cisaillement à  $s = 200$  kPa

a) effort-déformation    b) variations volumiques

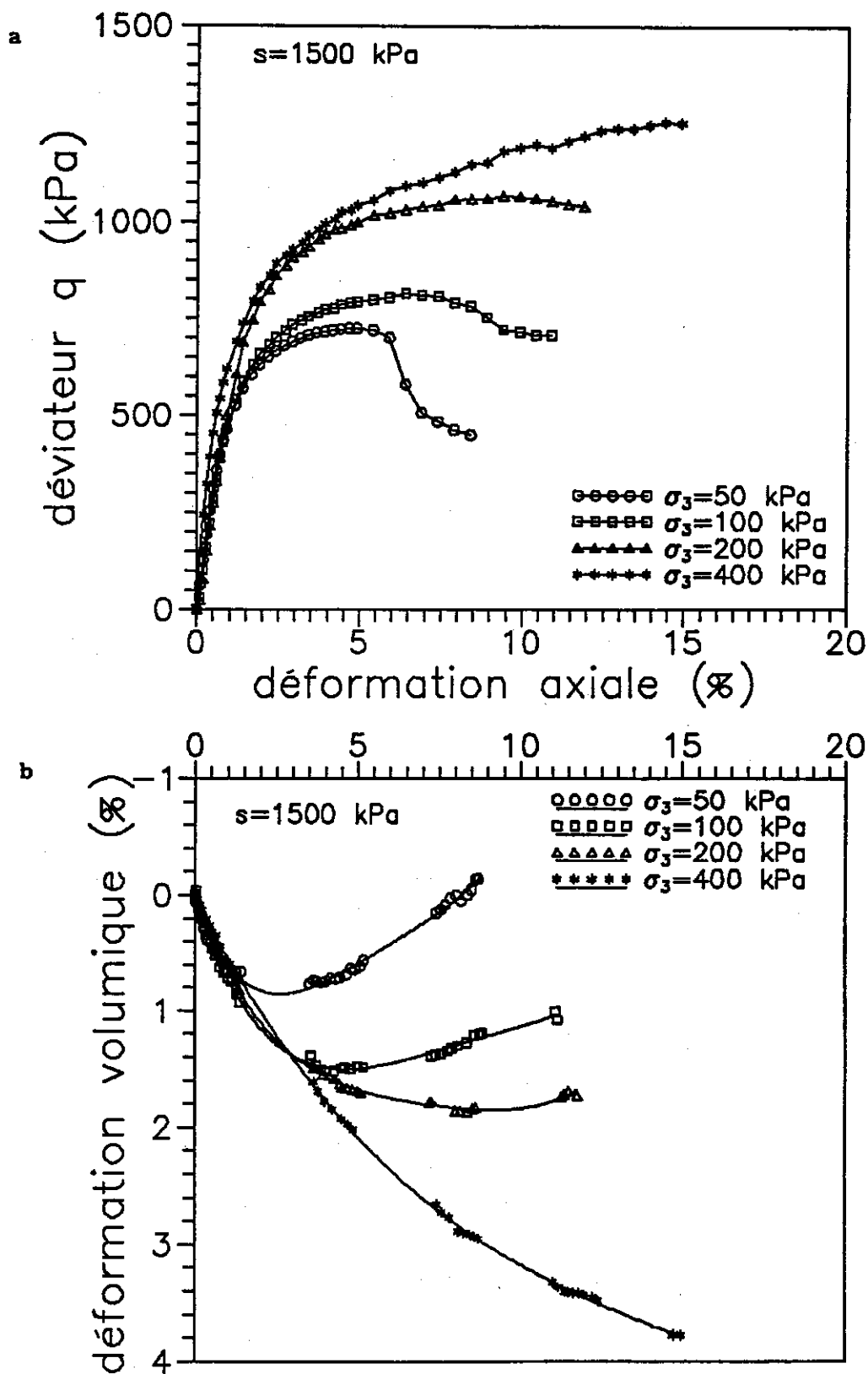


Figure VI-18 : Courbes de cisaillement à  $s = 1500$  kPa

a) effort-déformation    b) variations volumiques



des essais à  $s = 1500$  kPa pour  $\sigma_3 = 50, 100$  et  $200$  kPa met en évidence un alignement satisfaisant, définissant un angle de changement de phase parallèle à l'angle de rupture (figure VI-19), et ne passant pas par l'origine. L'absence de données dans ce domaine, y compris pour les sols saturés surconsolidés, fait que ces résultats sont donnés à titre indicatifs, une réelle discussion demandant davantage d'essais.

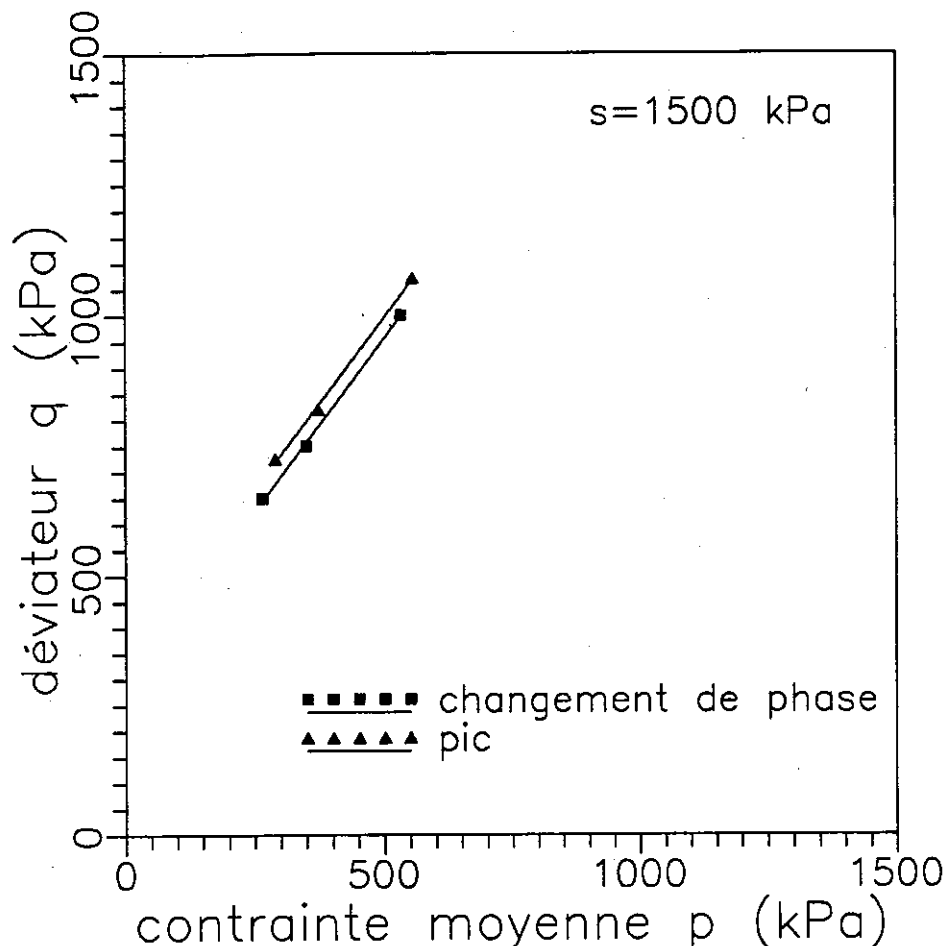


Figure VI-19 : Courbe d'état de rupture et courbe caractéristique  
à  $s = 1500$  kPa

Les résultats de deux essais à succion nulle sous  $\sigma_3 = 50$  et  $100$  kPa sont montrés sur la figure VI-20. On voit les même tendances que celles observées dans le cas de succion non nulle. De plus, les deux courbes effort-déformation montrent un comportement d'élastoplasticité parfaite, et définissant un angle de frottement de  $23$  degré.

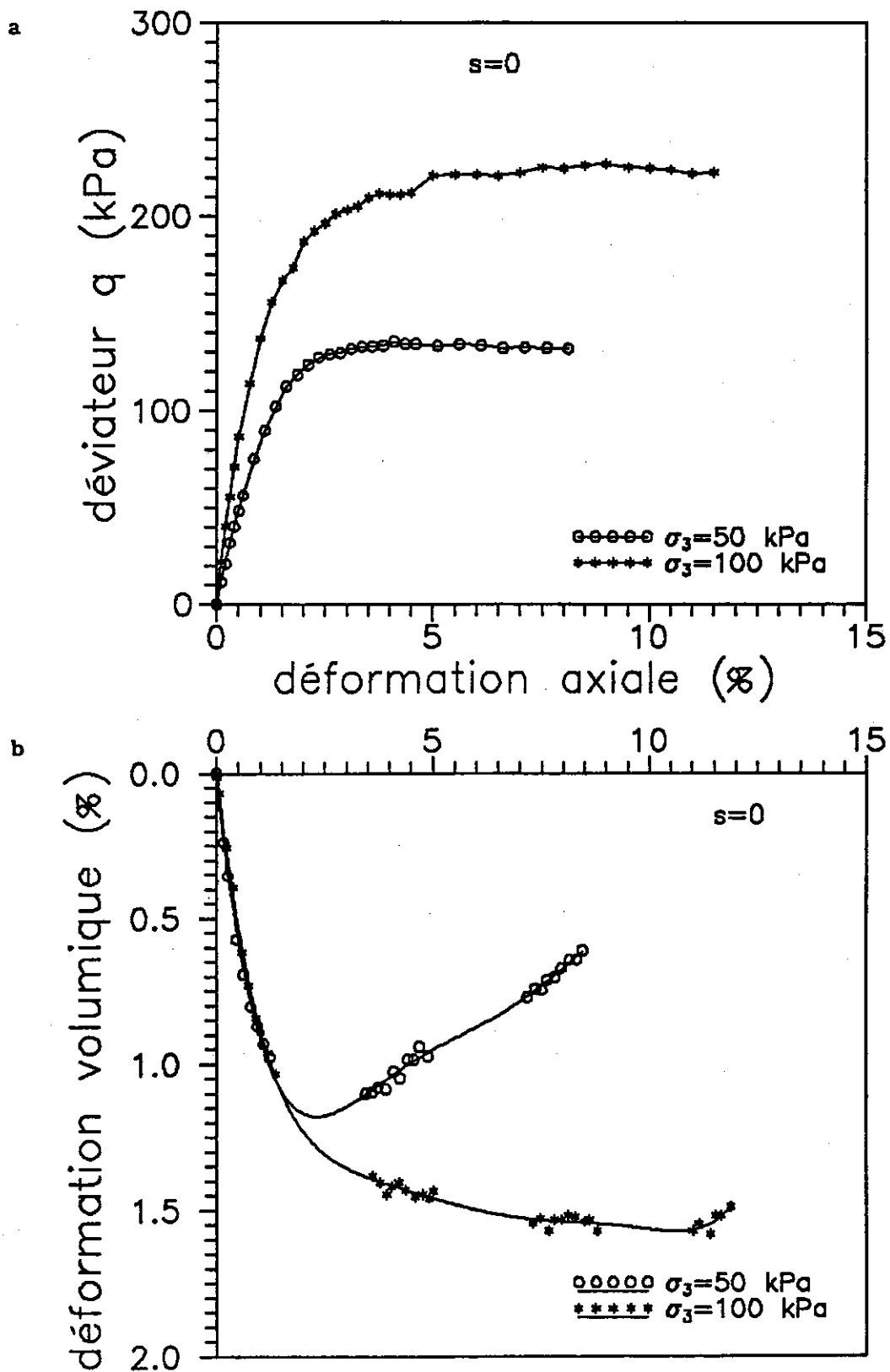


Figure VI-20 : Courbes de cisaillement à succion nulle

a) effort-déformation    b) variations volumiques

#### VI-4.2.2 Discussion

Les courbes effort-déformation présentées précédemment ont montré un effet de la succion analogue à celui de la contrainte de confinement sur l'évolution de la résistance au cisaillement maximale, mais un effet inverse sur l'évolution de la fragilité du matériau. Le fait que l'augmentation de la succion augmente la fragilité montre que l'effet de la succion peut s'assimiler à un effet de cimentation.

Dans les courbes de variation de volume, on a observé que le rôle de la succion est opposé à celui de  $\sigma_3$ , ce qui n'est pas conforme à l'élargissement du principe des contraintes effectives aux sols non saturés, qui revient globalement à assimiler l'effet de la succion à celui d'une contrainte. Ce point sera rediscuté plus loin.

#### VI-4.3 Echange d'eau et degré de saturation

##### VI-4.3.1 Effet de la succion

L'observation des courbes d'échange d'eau montre dans certains cas un aspect perturbé, qui semble dépendre de la saison : les essais à  $\sigma_3 = 50$  et 600 kPa réalisés en été et au printemps ont une allure satisfaisante, alors que les essais à  $\sigma_3 = 200$  et 400 kPa réalisés en hiver paraissent très perturbés. Cela est lié probablement au climatiseur utilisé, qui fonctionnait mieux en été et au printemps qu'en hiver, où il ne paraissait pas capable de régler les écarts de température engendrés par une diminution nocturne du chauffage du bâtiment.

On présente les courbes d'échange d'eau et de variations du degré de saturation à  $\sigma_3$  constant et à différentes suctions aux figures VI-21 ( $\sigma_3 = 50$  kPa) et VI-22 ( $\sigma_3 = 600$  kPa). Les figures pour  $\sigma_3 = 200$  et 400 kPa sont présentées en annexe I.

On observe sur la figure VI-21-a ( $\sigma_3 = 50$  kPa) que les courbes à quatre niveaux de succion (200, 400, 800 et 1500 kPa) sont bien classées; plus la succion est élevée, plus l'échange d'eau est important. Cela est en bon accord avec les résultats de Karube (1988). On signale que, faute de poids exact de l'échantillon à  $s = 400$  kPa, la courbe à cette succion est sans correction. A  $\sigma_3 = 600$  kPa (figure VI-22-a), on observe la même tendance : la succion favorise le drainage.

Quant au degré de saturation (figure VI-22-a), on observe qu'il varie peu. Néanmoins, on s'aperçoit que plus la succion croît, plus le degré de saturation a tendance à diminuer, ce qui est à relier au fait que le sol est d'autant plus dilatant que la succion est élevée. A  $\sigma_3 = 600$  kPa (figure VI-22-b), on observe que le degré de saturation augmente plus vite à  $s = 200$  kPa qu'à  $s = 400$  kPa; ceci est encore lié aux propriétés de variations de volume : le sol est plus compressible à  $s = 200$  kPa qu'à  $s = 400$  kPa. Il semble que la variation de volume ait une influence prédominante sur la variation de degré de saturation.

#### VI-4.3.2 Effet de la contrainte de confinement

Les courbes d'échange d'eau et de variation du degré de saturation à  $s = 1500$  kPa et à différentes contraintes de confinement (50, 100, 200 et 400 kPa) sont présentées sur la figure VI-23. Les courbes correspondant à d'autres succions (200, 400 et 800 kPa) sont en annexe I.

On remarque que dans les premières trente heures, les courbes sont bien ordonnées en fonction de  $\sigma_3$  : l'échange d'eau est d'autant plus important que  $\sigma_3$  est petit. Mais la courbe de  $\sigma_3 = 100$  kPa commence ensuite à s'incliner vers le bas; ceci est dû probablement à une fuite. Encore une fois on note que, selon les résultats obtenus à d'autres succions (voir annexe I), qui sont plus perturbés, la conclusion tirée, selon l'observation dans les premières trente heures, sur l'échange d'eau en fonction de  $\sigma_3$  ne peut pas être généralisée avant d'avoir la confirmation avec d'autres essais pour lesquelles on contrôle mieux l'eau échangée.

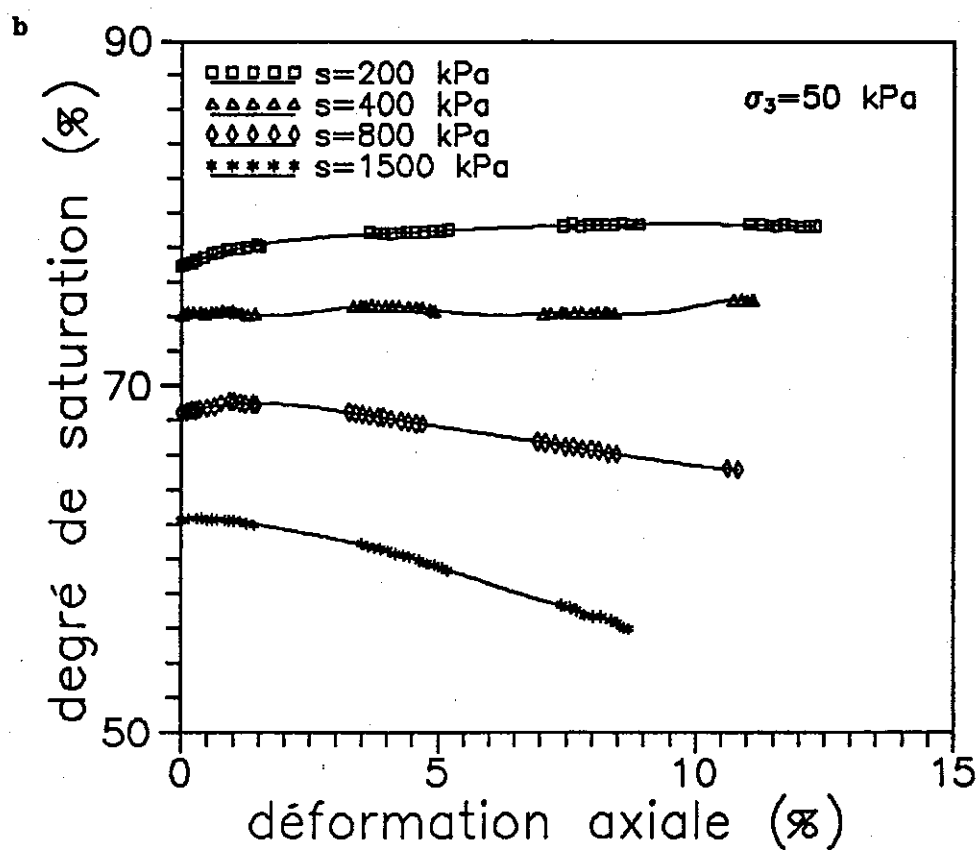
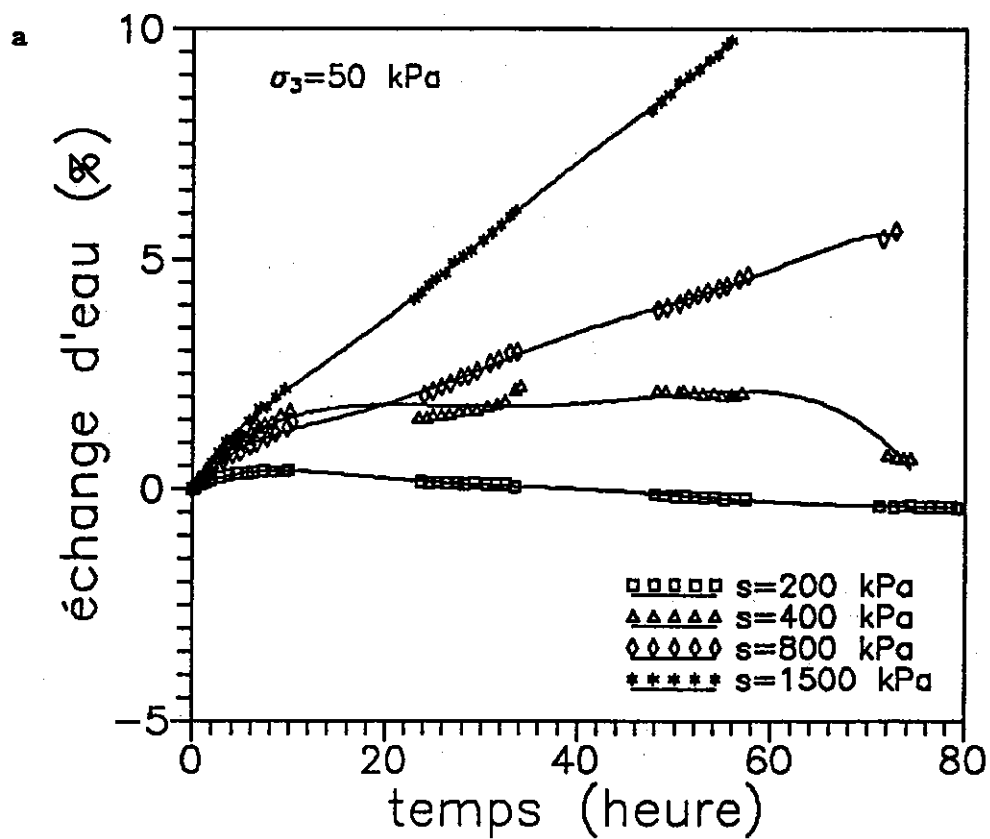


Figure VI-21 : Evolutions de l'échange d'eau et du degré de saturation  
lors des essais de cisaillement à  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$

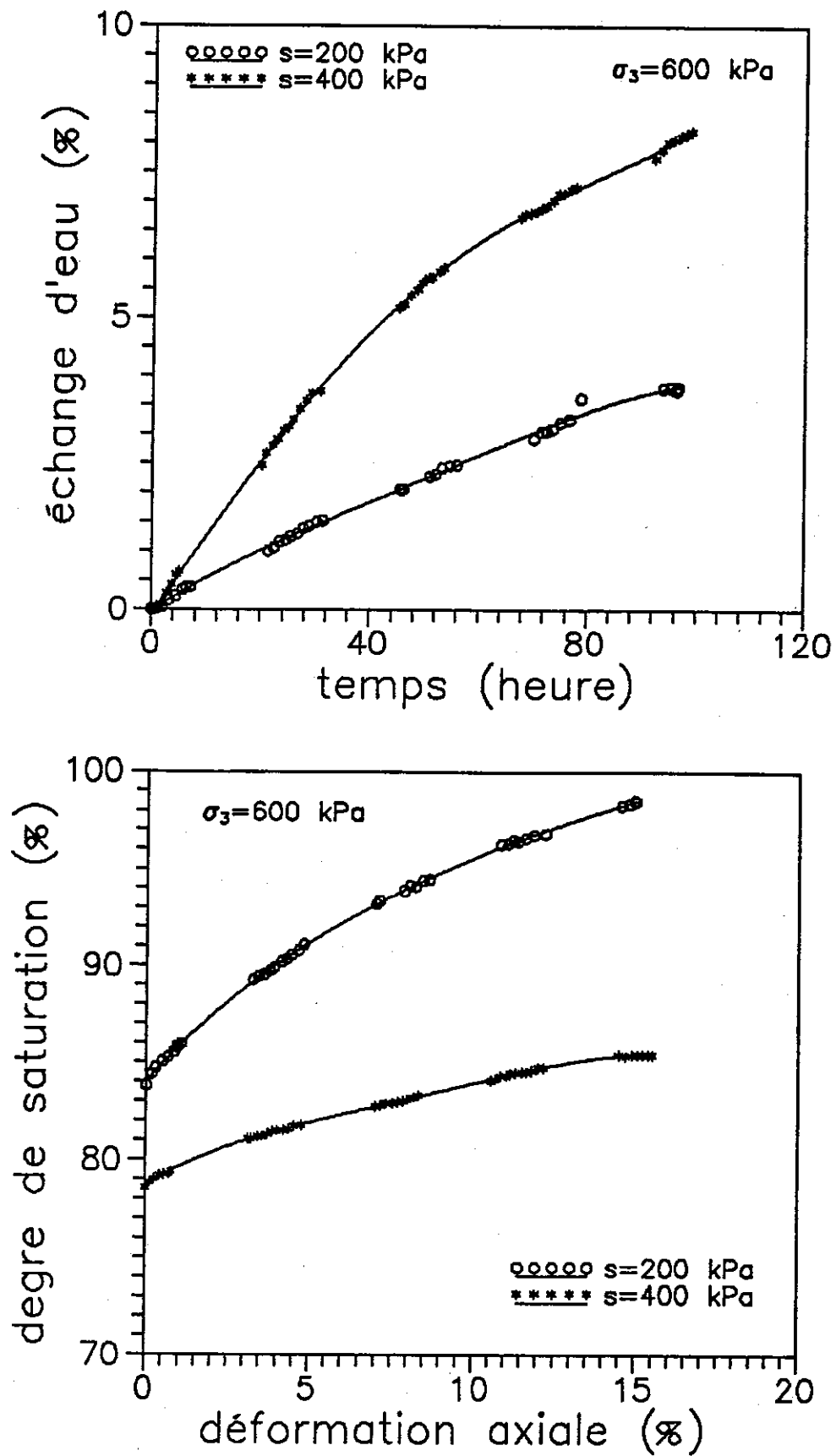


Figure VI-22 : Evolutions de l'échange d'eau et du degré de saturation lors des essais de cisaillement à  $\sigma_3 = 600$  kPa

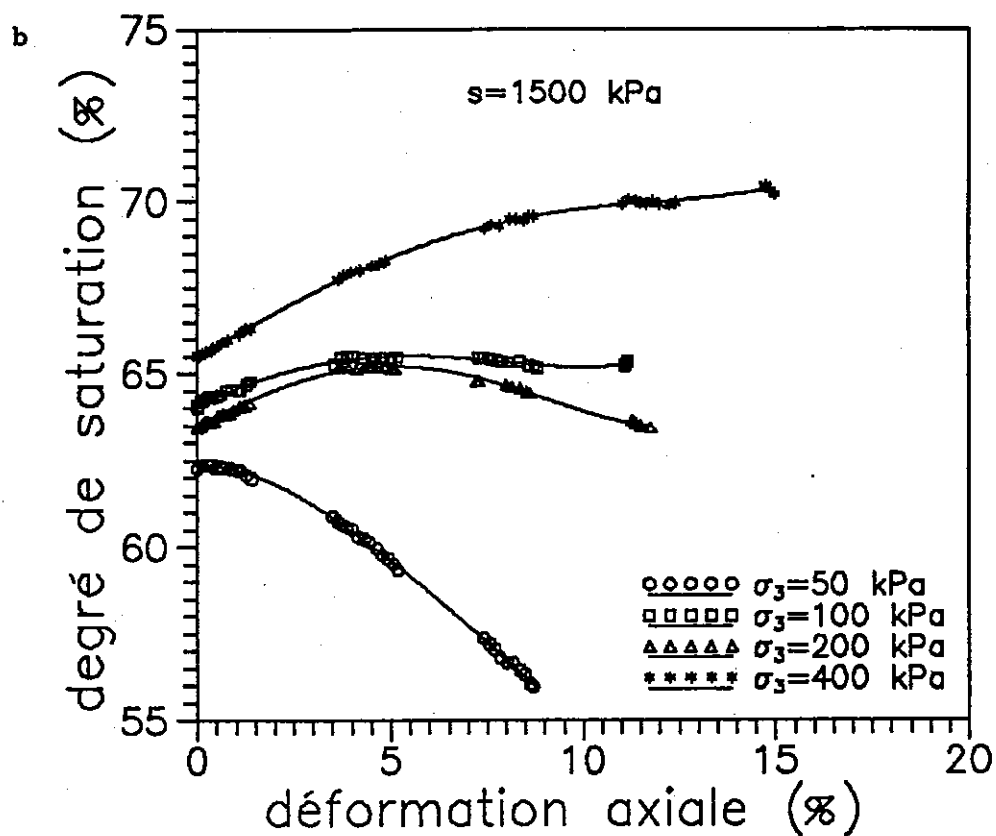
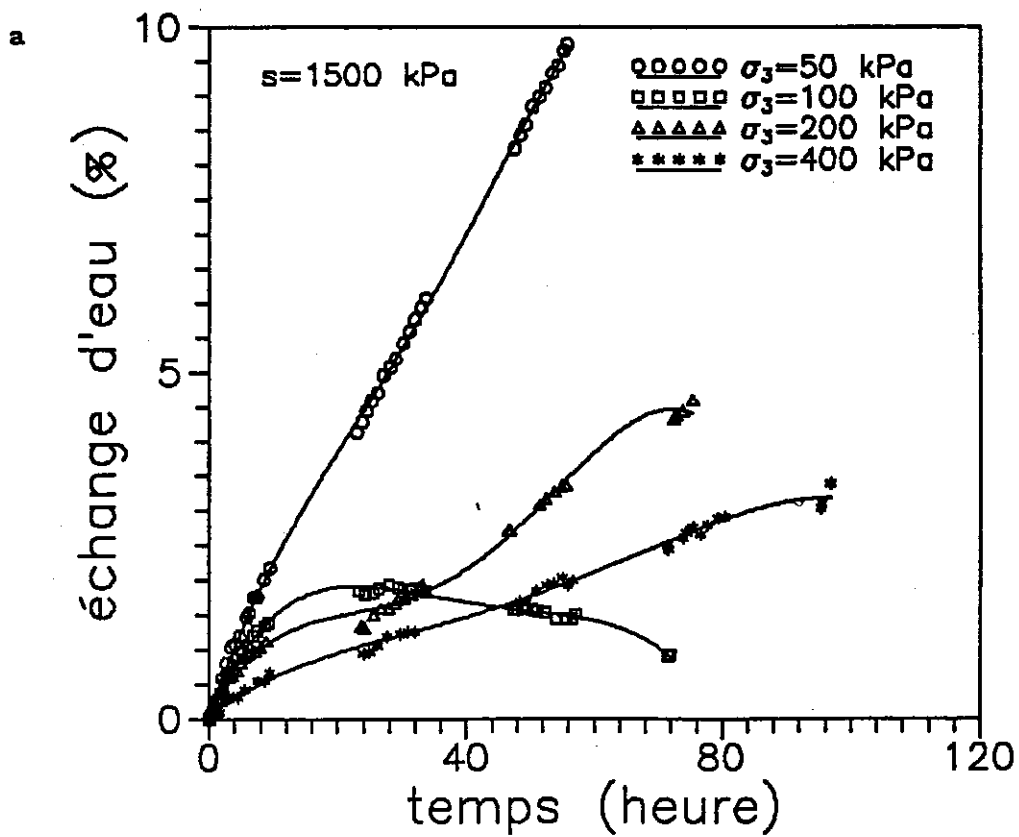


Figure VI-23 : Evolutions de l'échange d'eau et du degré de saturation lors des essais de cisaillement à  $s = 1500$  kPa

En ce qui concerne les variations du degré de saturation (figure VI-23-b), on observe qu'à l'exception de la courbe à  $\sigma_3 = 100$  kPa, les courbes sont bien ordonnées en fonction de la succion : à  $\sigma_3 = 50$  kPa,  $s_r$  diminue, ce qui est lié à la dilatance importante observée et présentée précédemment; la diminution de  $s_r$  ralentit à  $\sigma_3 = 200$  kPa, à relier au fait que  $\sigma_3$  diminue la dilatance; à  $\sigma_3 = 400$  kPa, la diminution de  $s_r$  n'existe plus, car sous cette valeur de  $\sigma_3$ , la variation de volume présentée précédemment est toujours en phase contractante. Cela montre à nouveau que la variation du degré de saturation est prédominée par la variation de volume.

#### VI-4.4 Effet de la succion sur la relation entre le déviateur et la déformation de cisaillement

On rappelle que la déformation de cisaillement, dans le cas axisymétrique, est calculée de la façon suivante :

$$\epsilon_s = \epsilon_1 - \frac{1}{3} \epsilon_v$$

où  $\epsilon_s$ ,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_v$  sont les déformations de cisaillement, axiale et volumique respectivement. Sur la figure VI-24, on présente des courbes de déviateur en fonction de la déformation de cisaillement des essais à  $\sigma_3$  constant (50 kPa), et à différentes succions (0, 200, 400, 800 et 1500 kPa), qui permettent de visualiser l'évolution du module de cisaillement. On observe que ce module croît avec l'augmentation de la succion. Les courbes correspondant à d'autres valeurs de  $\sigma_3$  (100, 200, 400 et 600 kPa) sont en annexe I, et elles montrent la même tendance.



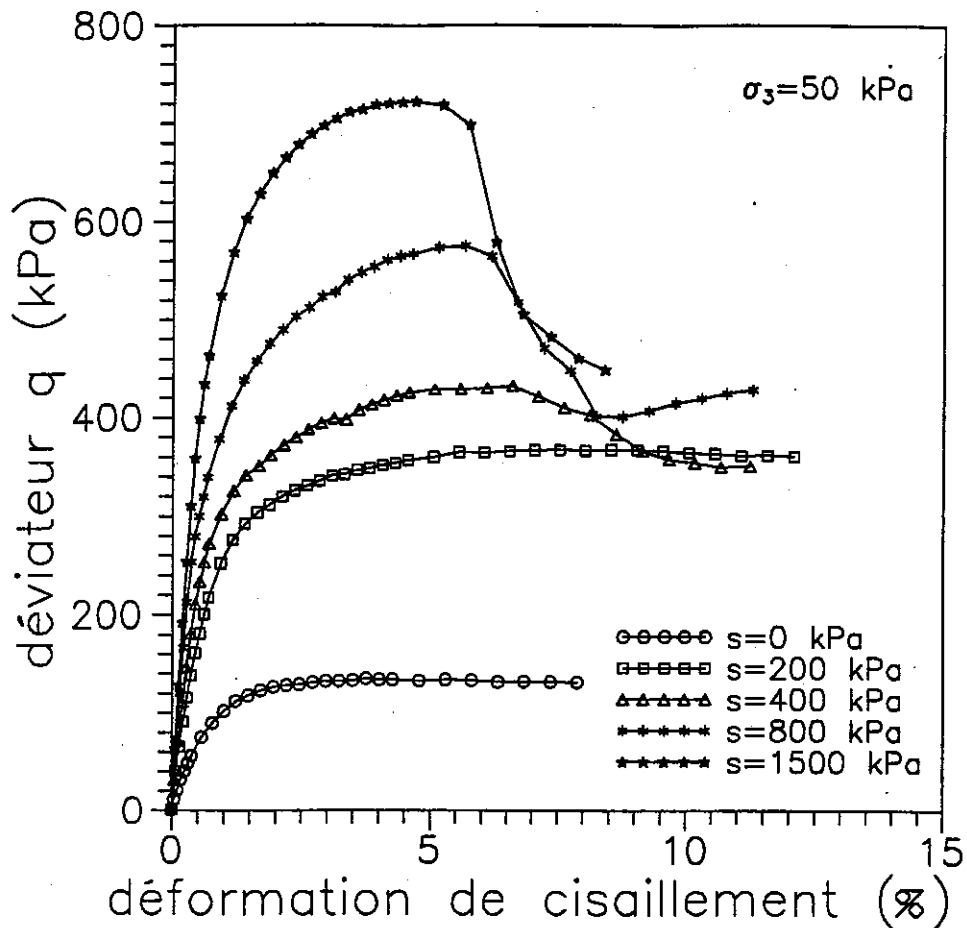


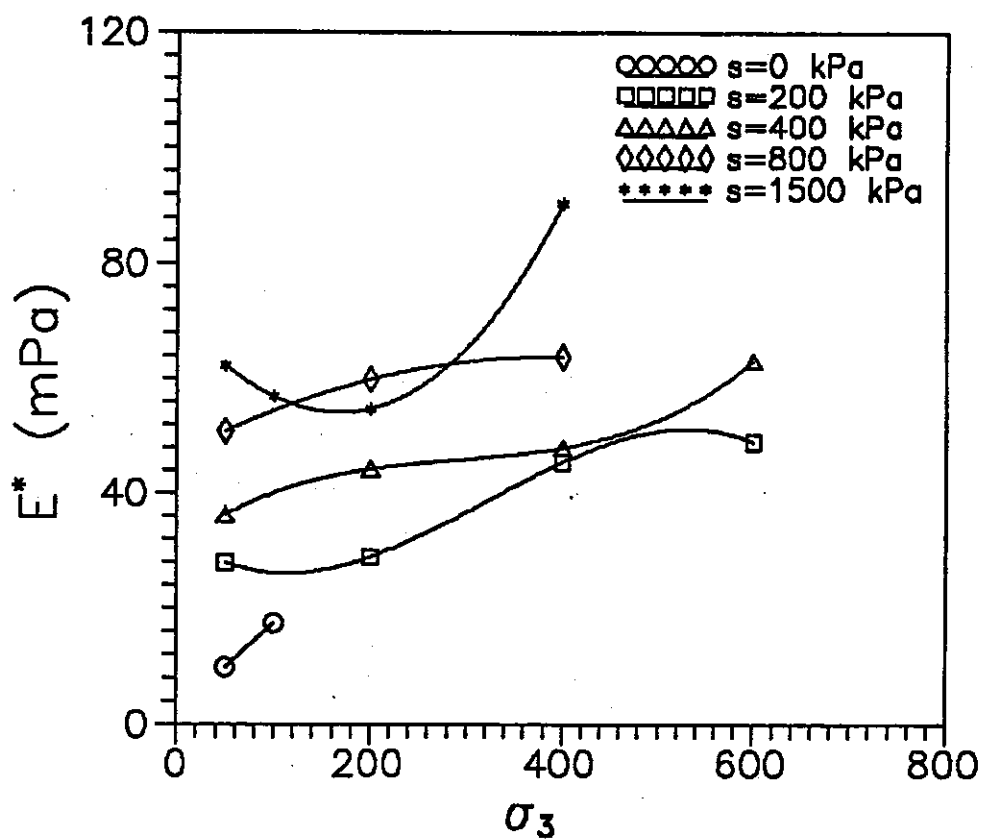
Figure VI-24 : Variations des déviateurs en fonction de la déformation de cisaillement à  $\sigma_3 = 50$  kPa

#### VI-4.5 Modules d'élasticité

Sur la figure VI-25 sont montrées les variations des modules d'élasticité : module de Young  $E^*$  qui est défini ici par un module sécant : le rapport entre le déviateur à 0,5 % de déformation axiale et cette déformation ; module de cisaillement  $G^*$  qui est défini de la même façon que  $E^*$ , à 0,5 % de déformation de cisaillement.

On constate que globalement les deux modules augmentent avec la succion et la contrainte de confinement. Une anomalie est observée sur la courbe à 1500 kPa de succion : une diminution des modules avec l'augmentation de  $\sigma_3$ . Cela pourrait être attribué à la différente densité initiale.

a



b

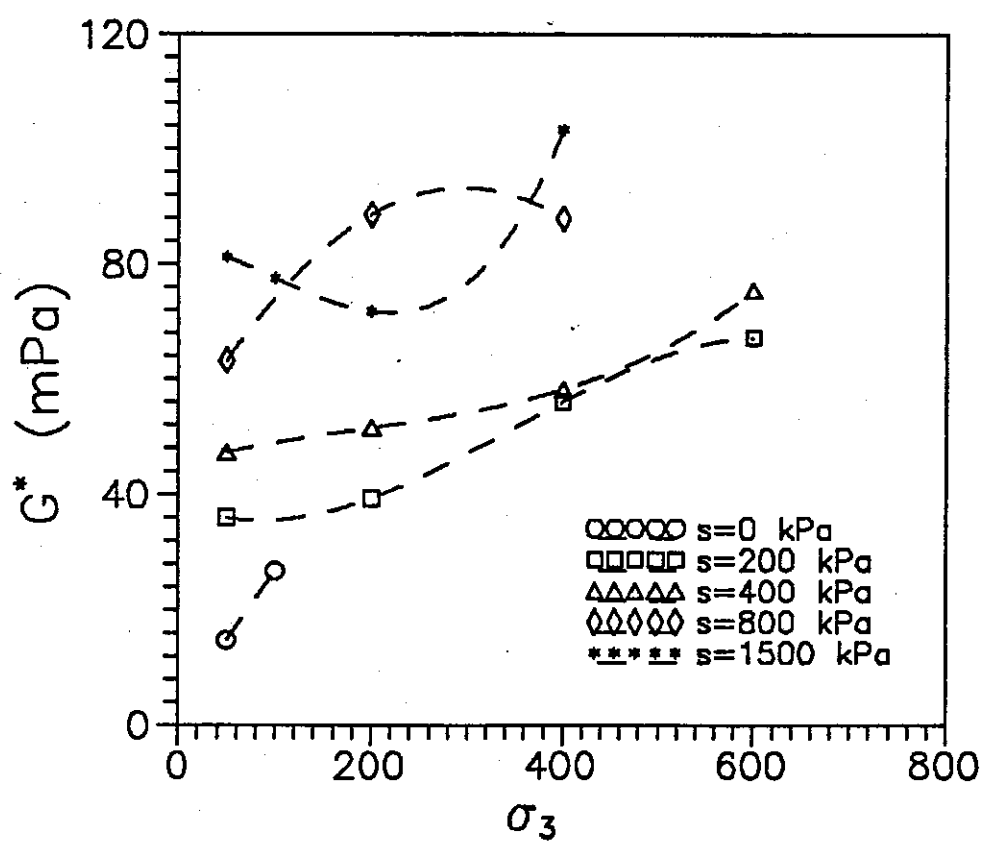


Figure VI-25 : Variations des modules d'élasticité

a) module  $E^*$ b) module  $G^*$

#### VI-4.6 Chemins de contraintes totales suivis

La figure VI-26 montre les chemins de contraintes totales pour les essais à 200 kPa de succion. Les figures correspondant à d'autres suctions (400, 800 et 1500 kPa) sont en annexe I. Si l'on essaye de relier les pics (pour les essais de 400 et 600 kPa de  $\sigma_3$ , on n'a pu atteindre les pics à cause de la limite de la course de l'embase supérieure) on obtient une droite dont la pente est de 1,07, et l'intersection avec l'ordonnée se situe à 182 kPa. Cela permet d'une part de déterminer l'évolution de l'angle de frottement et de la cohésion, et d'autre part d'estimer la relation entre la succion et la pente de la projection de la courbe d'état de rupture d'autre part.

#### VI-4.7 Effet de la succion sur la cohésion et l'angle de frottement

La variation de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement  $\varphi$  en fonction de la succion est montrée sur la figure VI-27. On remarque que  $c$  augmente linéairement avec la succion. Cela est en correspondance avec les résultats disponibles (Fredlund et al. 1978, Escario et Saez 1986, Delage et al. 1987). Pour  $\varphi$ , on observe d'abord une augmentation spectaculaire (7 degrés environ) quand la succion passe de 200 à 400 kPa, et puis un palier légèrement décroissant. Ce résultat est analogue à celui d'Escario (1990) obtenu avec des essais à la boîte de cisaillement direct à succion contrôlée sur une argile. Cela ne correspond pas totalement à ceux de Delage et al. (1987) obtenus sur le limon de Jossigny à d'autres caractéristiques de compactage, où  $\varphi$  était toujours décroissant.

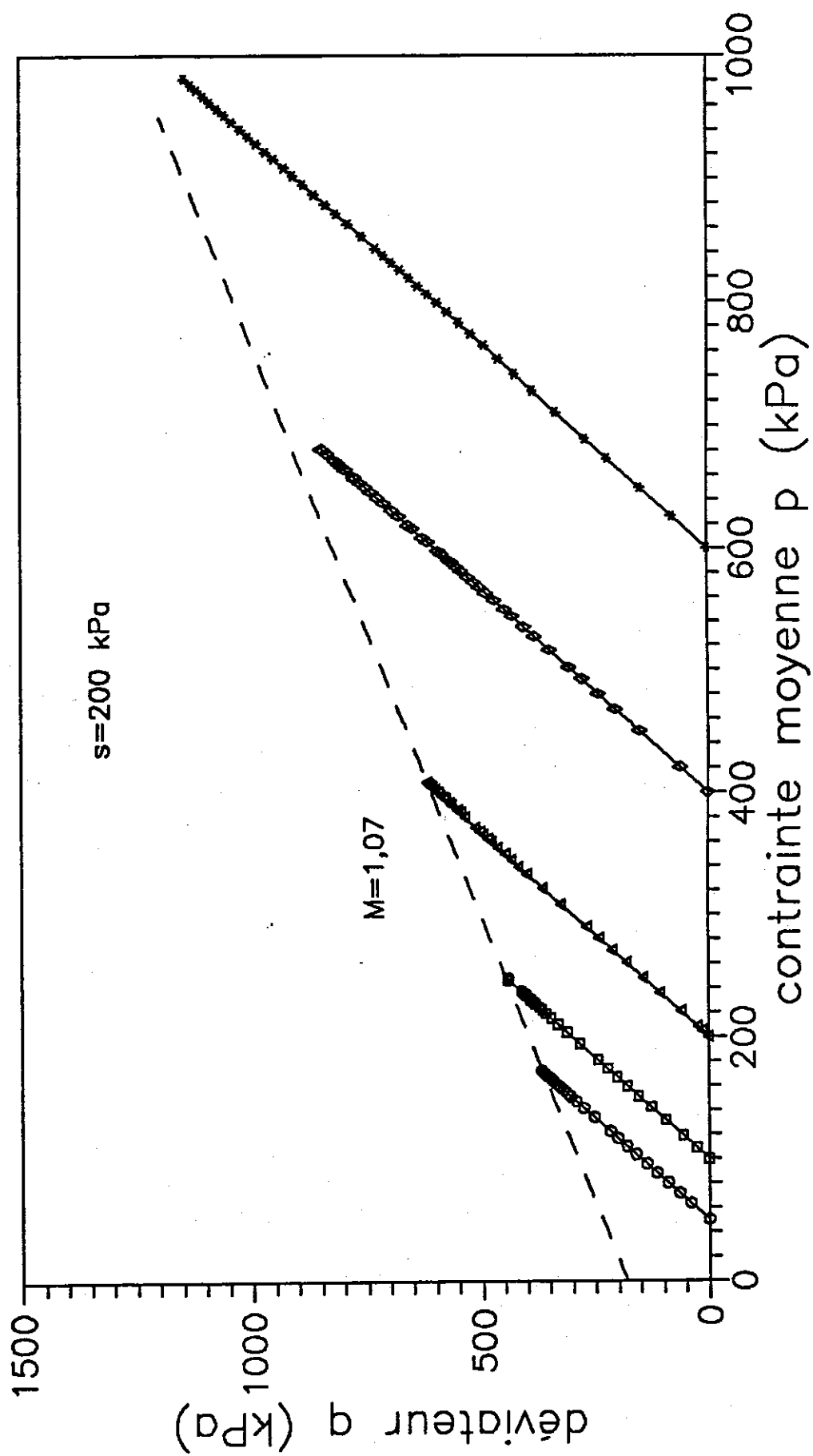


Figure VI-26 : Chemins de contraintes suivis lors du cisaillement à 200 kPa de succion

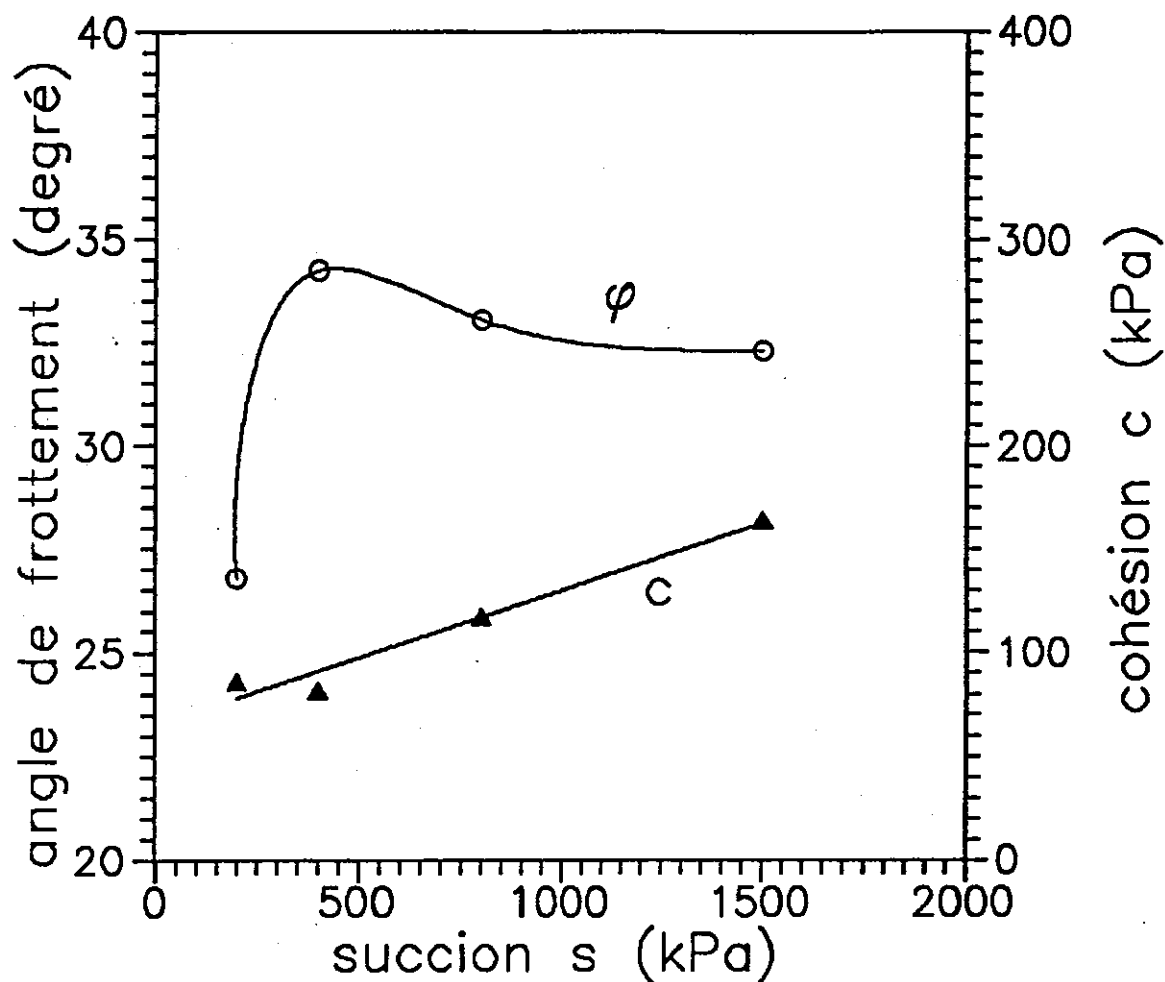


Figure VI-27 : Variations de l'angle de frottement et de la cohésion en fonction de la succion

#### VI-4.8 Remarques sur les essais et les résultats obtenus

Du fait que le programme d'acquisition de données pour ce type d'essais est basé sur la vitesse constante du plateau de la presse, il est très délicat de bien faire la correspondance entre le temps de départ de l'acquisition et le moment où le piston est juste en bon contact avec l'embase supérieure et donc avec l'échantillon. De ce fait, les valeurs des modules d'élasticité  $E^*$  et  $G^*$  déterminés présentent une certaines erreurs provenant des points de départ non identiques pour tous les essais.

On a remis en évidence l'importance de la densité initiale qui rend parfois les résultats discutables.

Au niveau du contrôle de volume, on estime disposer d'une technique fiable. Cependant, en ce qui concerne le contrôle de l'eau échangée, les résultats semblent n'être que qualitatifs. Pour bien étudier le comportement hydraulique de ce matériau, il est encore nécessaire de mieux contrôler l'échange d'eau, dont la quantité totale ne correspond qu'à trois ou quatre grammes à suivre sur trois semaines environ.

## VI-5 ESSAIS EN CHEMINS RADIAUX

### VI-5.1 Programme d'essais

Le deuxième type d'essai réalisé au triaxial est l'essai suivant un chemins radial. Deux valeurs de rapport de contrainte ont été choisies :  $\eta = 1$  et  $\eta = 0,5$ . Pour  $\eta=1$ , quatre essais à différentes suctions (200, 400, 800, 1500 kPa) ont été réalisés. Pour  $\eta = 0,5$ , deux essais à des suctions égales à 200 et 400 kPa ont été effectués. Ces essais ont pour objectif de compléter la détermination des surfaces de charge et d'étudier l'écoulement plastique. Les états initiaux et finaux des échantillons sont figurés dans le tableau VI-11.

Tableau VI-11 Caractéristiques des échantillons

$\eta$	s (kPa)	$\sigma_{\max}$ (kPa)*	$W_s$ (g)	$e_i$	$s_{ri}$ (%)	$e_f$	$s_{rf}$ (%)
0,5	200	772	142,6	0,652	74	0,584	82
	1500	772	142,6	0,645	58	0,609	61
1	200	772	143,9	0,642	76	0,576	83
	400	772	143,9	0,636	70	0,558	77
	800	772	143,8	0,634	65	0,584	70
	1500	772	144,0	0,630	59	0,583	62

\*  $\sigma_{\max}$  est la contrainte verticale maximale de compactage.

### VI-5.2 Effet de la succion

#### VI-5.2.1 Sur la résistance et le volume

La figure VI-28-a montre les déviateurs en fonction de la déformation axiale pour deux essais à différentes suctions (200, 1500 kPa) à  $\eta = 0,5$ . On s'aperçoit que dans la gamme de contraintes appliquées, les deux courbes sont pratiquement des droites, ce qui est attribué à la densification due à la contrainte moyenne incessamment croissante. Il est donc impossible dans ce cas de mettre en évidence une résistance maximale. Néanmoins, on voit clairement la contribution de la succion à la résistance du sol.

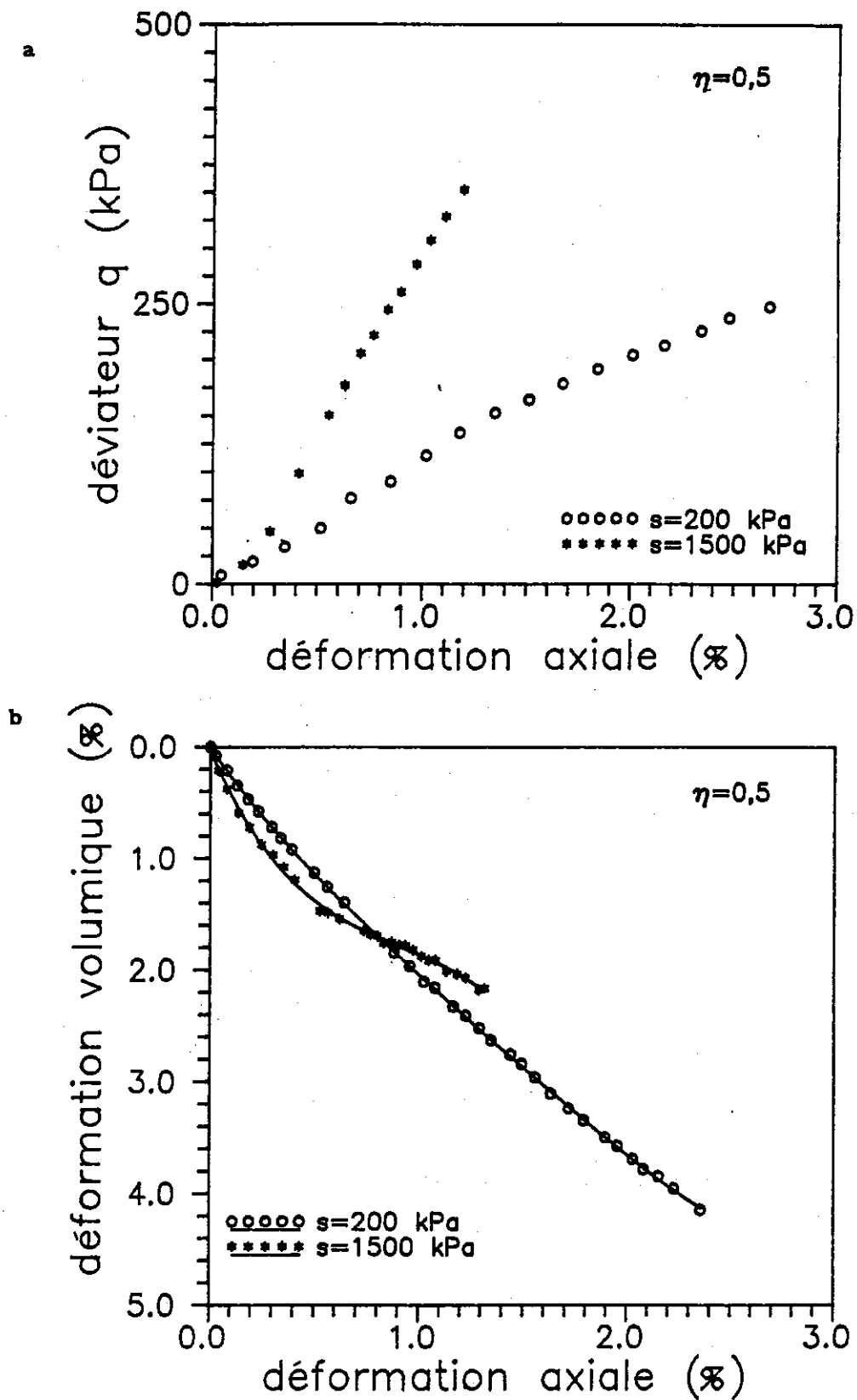


Figure VI-28 : Courbes des essais à  $\eta = 0,5$

a) effort-déformation    b) variations volumiques



Sur la figure VI-28-b, sont montrées les courbes de variation de volume correspondantes; on observe qu'à faible déformation axiale le sol contracte moins à faible succion (200 kPa) qu'à forte succion (1500 kPa), ce qui est relié à la vitesse de chargement non contrôlée, comme on l'a indiqué au chapitre III : à succion élevée, la forte rigidité du matériau fait augmenter la contrainte plus vite, provoquant probablement un problème de compatibilité entre la vitesse de chargement et celle de régularisation de la succion par la solution. A partir de 1% environ de déformation axiale, la contrainte augmente moins vite, ce problème s'atténue, et on observe l'effet normal de la succion : la variation de volume est moindre quand la succion est élevée.

Pour  $\eta = 1$ , les courbes obtenues à quatre valeurs de succion (200, 400, 800 et 1500 kPa) présentées en figure VI-29 montrent des aspects analogues. Aux plus faibles succions ( $s = 200$  et 400 kPa), les variations du déviateur se confondent, les variations volumiques sont inversées par rapport aux tendances usuelles. Les densités sont cependant proches, et un autre type d'hétérogénéité est à envisager (teneur en argile, ...). Le classement est satisfaisant pour  $s = 800$  et 1500 kPa. A une déformation axiale inférieure à 1% environ, le problème lié à la vitesse de chargement est encore une fois observé.

#### VI-5.2.2 Sur l'échange d'eau et le degré de saturation

La figure VI-30-a montre l'évolution de l'échange d'eau à  $\eta = 0,5$ . Si la courbe à  $s = 200$  kPa a une allure satisfaisante, celle à  $s = 1500$  kPa présente après cinq heures les mêmes perturbations que dans le cas des essais à  $\sigma_3$  constant. Néanmoins, pendant les cinq premières heures, on observe une bonne correspondance avec les résultats de Karube (1988) : la succion favorise le drainage, et une augmentation constante de l'échange d'eau est observée pour  $s = 200$  kPa. Le degré de saturation augmente peu pour les deux valeurs de succion; pourtant une augmentation plus rapide à  $s = 200$  kPa est observée (figure VI-35-b); ce qui est lié au fait que le sol à  $s = 200$  kPa est plus compressible qu'à  $s = 1500$  kPa.

A  $\eta = 1$  (figure VI-31), il semble que le classement des courbes d'échange d'eau à  $s = 200$  et 1500 kPa soit satisfaisant. L'anomalie observée précédemment

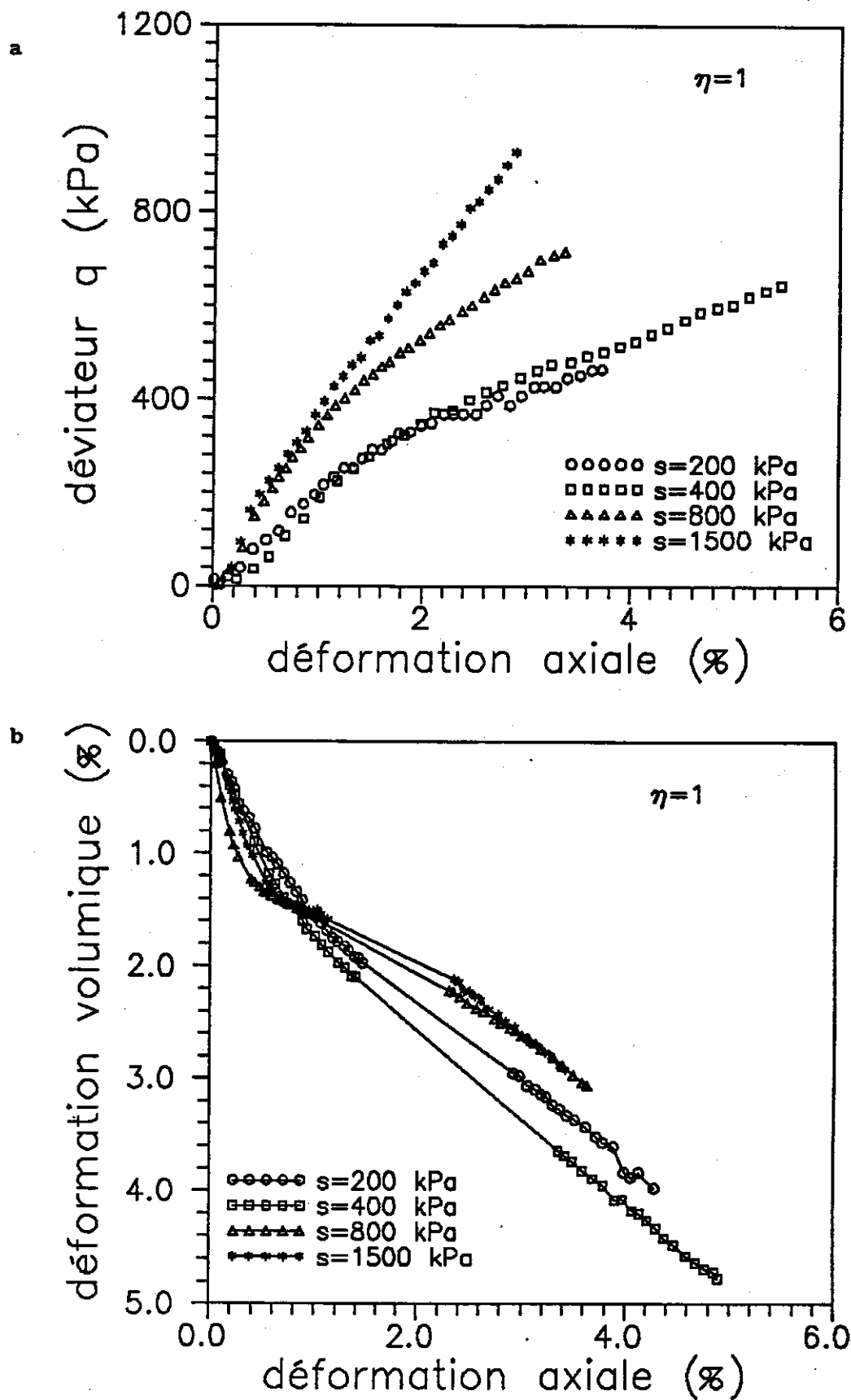


Figure VI-29 : Courbes des essais à  $\eta = 1$

a) effort-déformation    b) variations volumiques

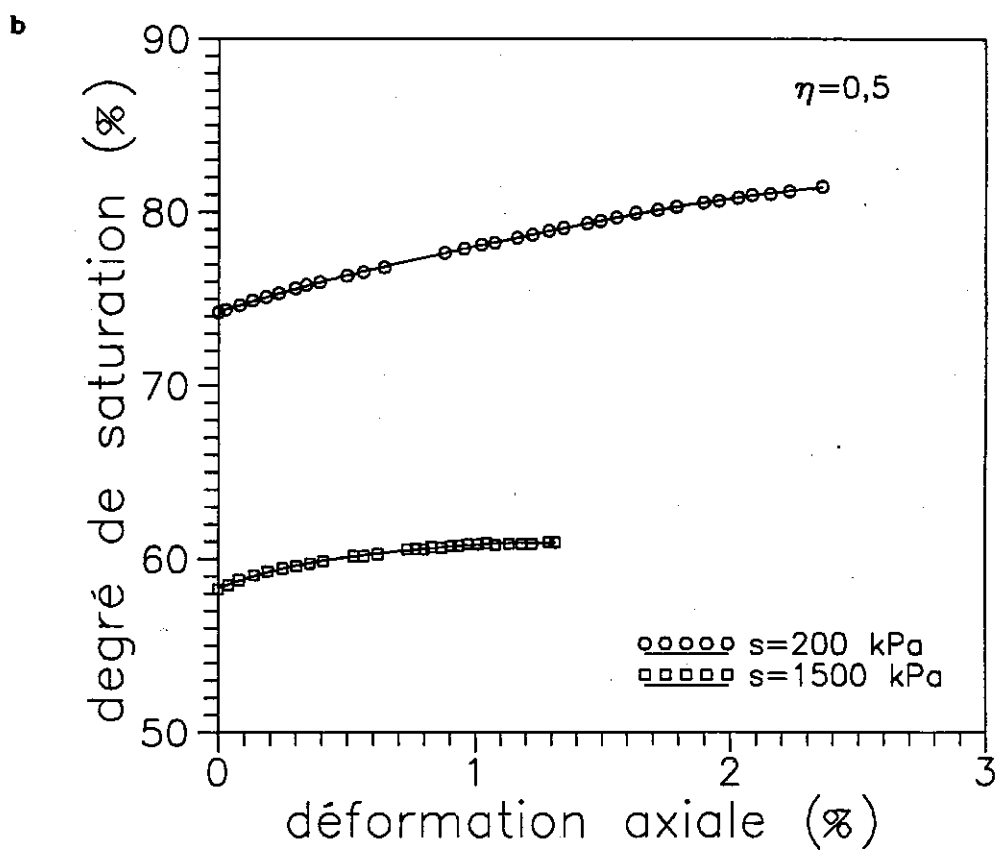
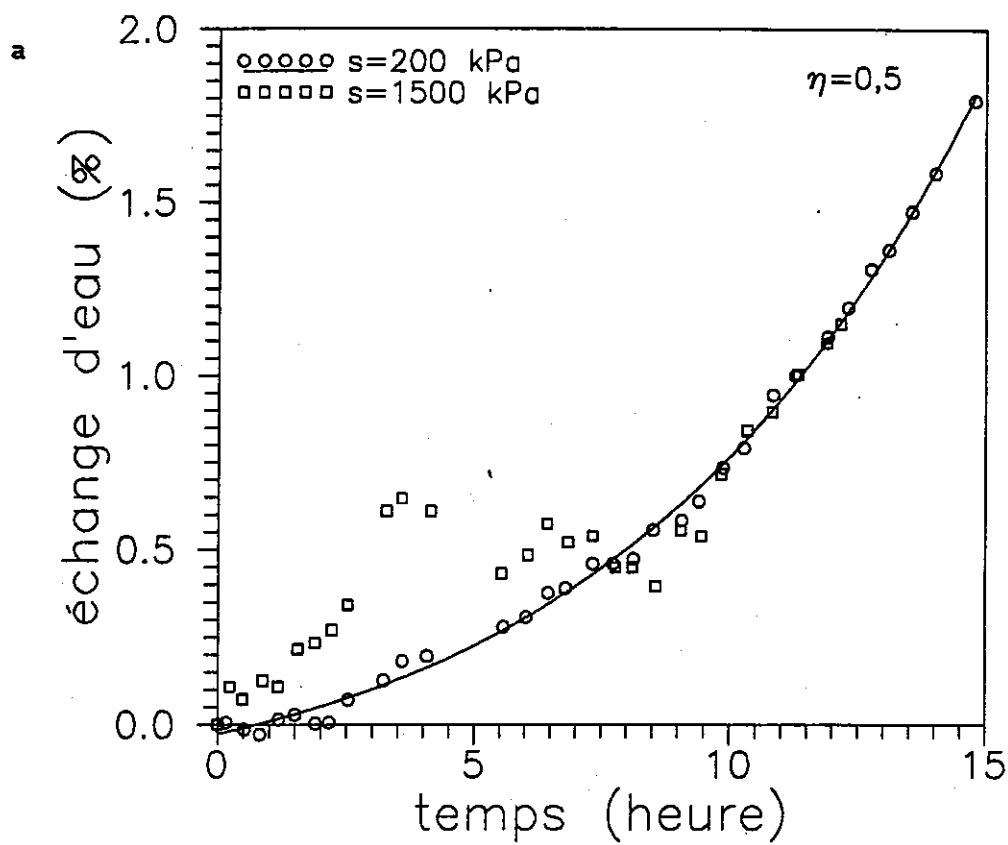


Figure VI-30 : Evolutions de l'échange d'eau et du degré de saturation lors des essais à  $\eta = 0,5$

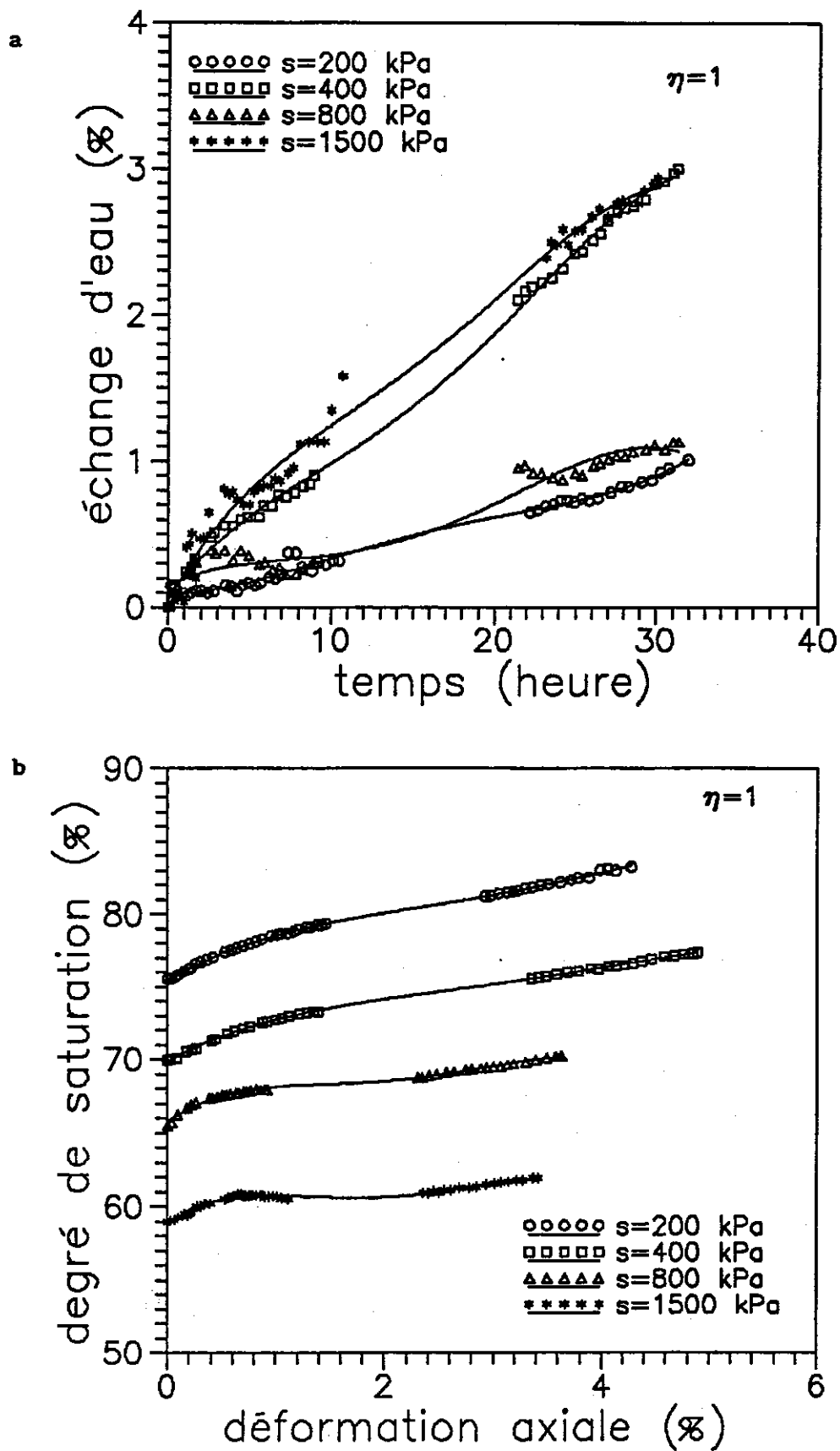


Figure VI-31 : Evolutions de l'échange d'eau et du degré de saturation lors des essais à  $\eta = 1$

sur la courbe de variation volumique à  $s = 400$  kPa semble être également manifeste sur la courbe d'échange d'eau : la courbe à  $s = 400$  kPa se trouve en dessous de la courbe à  $s = 800$  kPa. En ce qui concerne les variations du degré de saturation (figure VI-31-b), la même tendance est observée que précédemment, à savoir que  $s_r$  augmente d'autant plus vite que la succion est moins élevée, et qu'en général,  $s_r$  varie peu.

Les courbes régulières de  $s_r$  obtenues, malgré le mauvais contrôle d'échange d'eau, montrent à nouveau que l'influence des variations de volume est prédominante sur l'évolution du degré de saturation.

#### VI-5.3 Remarques sur les essais et les résultats obtenus

A travers les résultats obtenus, on voit avant tout le bon contrôle de chemins de contraintes à l'aide de l'asservissement qu'on a mis au point. De plus, l'effet de la succion sur la résistance en ce type de chemins se révèle cohérent avec ce qu'on a observé suivant d'autres chemins de contraintes. Pour les variations de volume, l'effet de la vitesse de chargement est mis en évidence, une solution compensatrice consisterait à adapter une vitesse de plateau d'autant plus faible que la rigidité, et donc la succion, est élevée.

Il existe toujours des problèmes sur le contrôle de l'eau échangée, vu les faibles quantités intervenant sur de grands laps de temps; ceci nous restreint pour l'étude hydraulique avec précision.

#### VI-6 CONCLUSION

A travers les divers types d'essais réalisés, on a mis en évidence un certain nombre de phénomènes en accord avec certains résultats établis, et certains aspects nouveaux, malgré des difficultés dans le contrôle de la densité initiale et de l'échange d'eau.

Les résultats obtenus en consolidation à succion contrôlée ont permis de bien mettre en évidence l'effet de réduction de la compressibilité du sol compacté par augmentation de la succion. De plus, le bon contrôle d'échange

d'eau sur un terme assez court pour que l'influence de l'évaporation soit négligée, permettrait de faire une étude hydraulique concernant le transfert d'eau dans un milieu poreux non saturé d'une part, et entre autres une étude du couplage hydraulique mécanique.

L'utilisation de l'asservissement par servo-valves pneumatiques a rendu possible le chargement quasi-continu pour la consolidation. La comparaison avec le mode de chargement traditionnel (par palier, type oedométrique) a permis de soulever le problème de la compatibilité entre la vitesse de régularisation de succion par la solution, qui dépend de la perméabilité de l'échantillon, et de celle de la membrane semi-perméable, et la vitesse de diminution de succion provoquée par l'incrément de contraintes. Pour le chargement quasi-continu, on a obtenu, pour une succion donnée, une plus grande pression de préconsolidation apparente, et des résultats dans l'ensemble plus satisfaisants.

Vingt essais à contrainte de confinement constante ont été réalisés. Ces essais ont permis de confirmer les points suivants:

1) la succion augmente la résistance au cisaillement et les modules d'élasticité, ainsi que la cohésion du sol. Le sens de variation de l'angle de frottement semble dépendre du sol.

2) la succion favorise l'échange d'eau. Ceci est en bon accord avec les résultats de Karube.

Les résultats des essais en chemins radiaux confirment l'effet de la succion : plus la succion est élevée, plus la résistance est grande, et plus faible est la compressibilité.

Lors de l'étude de l'effondrement, une différence a été observée entre les résultats obtenus à l'oedomètre et au triaxial, montrant l'importance du chemin de contrainte suivi sur le phénomène.

Il semble important de rappeler la forte influence de la densité initiale sur les résultats, qui limite parfois l'exploitation des résultats.



## CHAPITRE VII

### SURFACE DE CHARGE ET ECOULEMENT PLASTIQUE





## VII-1 INTRODUCTION

Vu le peu de données expérimentales existantes à l'heure actuelle, l'extension des concepts d'état critique au domaine des sols non saturés semble assez restreinte, les premières approches dans ce sens ayant été proposées par Alonso et al. (1987 et 1990). Faute de suffisamment de données expérimentales, ces auteurs ont été conduits à faire des hypothèses dont certaines, prises dans un souci de simplicité, restent à vérifier. Il en va ainsi de l'évolution de la surface de charge avec la succion et de la loi d'écoulement. La première analyse publiée basée sur des résultats expérimentaux dans le cadre du principe d'état critique a été faite par Toll (1990). S'appuyant sur les résultats obtenus avec des essais triaxiaux à teneur en eau constante avec mesure de succion, sur un gravier latéritique dont la fraction argileuse est de 8-9 %, compacté à différentes teneurs en eau et avec différentes énergies de compactage, Toll a essayé d'appliquer le concept d'état critique au sol compacté non saturé en proposant les équations suivantes pour la description de l'état critique :

$$q = m_a (p - u_a) + m_w (u_a - u_w) \quad (\text{VII-1})$$

$$v = \Gamma_{aw} - \lambda_a \ln (p - u_a) - \lambda_w \ln (u_a - u_w) \quad (\text{VII-2})$$

où  $q$  est le déviateur,  $p$  la contrainte moyenne,  $u_a$  la pression d'air,  $u_w$  la pression d'eau,  $v$  le volume spécifique,  $\Gamma_{aw}$  le paramètre définissant la densité initiale de l'échantillon;  $m_a$  et  $m_w$  sont nommés taux de contraintes et taux de succion respectivement.  $\lambda_a$  et  $\lambda_w$  représentent les pentes des plans d'état critique. En utilisant la technique de régression, Toll a remarqué que les quatre paramètres introduits sont dépendants du degré de saturation, et qu'à proximité de la saturation  $m_a$  et  $m_w$  deviennent égaux ( $m_s$ ), et  $\lambda_a$  et  $\lambda_w$  deviennent également uniques ( $\lambda_s$ ) (figure VII-1).

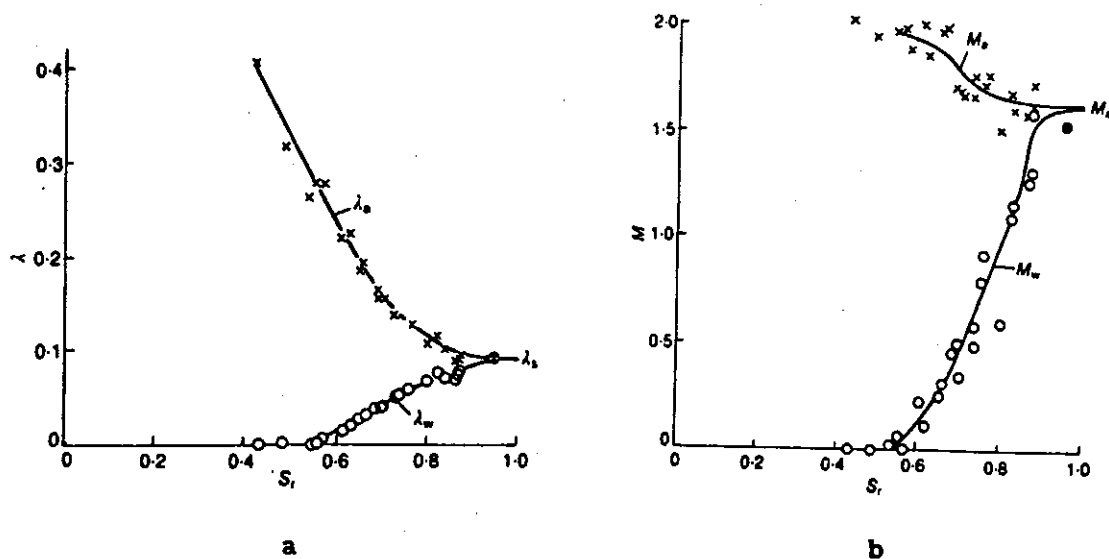


Figure VII-1 : Variations des paramètres  $\lambda$  et  $M$  en fonction de  $s_r$  (Toll 1990)

Les travaux de Toll sont intéressants dans la mesure où l'on veut valider des modèles établis pour la non saturation. Mais vu la complexité du couplage hydraulique-mécanique dans le milieu non saturé, il paraît plus adéquat d'étudier l'état critique en séparant expérimentalement l'effet de la succion et l'effet des contraintes. Par ailleurs, nos échantillons sont tous compactés à l'Optimum Proctor, et malgré les modifications de microstructure dues à la mise à diverses succions évoquées au chapitre IV, ils ne présentent tout de même pas trop de dispersion de densité initiale (chapitre VI), ni trop de différence microscopique. Cela permet d'envisager l'exploitation des résultats dans le cadre du concept d'état critique.

Des résultats important pour la validation du concept d'état critique en non saturé ont été obtenus par Wheeler et al. (1992). Sur une kaolinite légèrement compactée statiquement en neuf couches, un certain nombre d'essais suivant différents chemins de contraintes et sous différentes conditions ont été réalisés : essais drainés à succion constante, essais à volume et à succion constants, essais à contrainte moyenne et à succion constantes. Les résultats montrent l'existence d'une série unique de relations définissant l'état critique et d'une autre série définissant les conditions de consolidation normale isotrope.

Comme on l'a évoqué au chapitre VI, aucun de nos essais n'a atteint l'état critique : soit le volume continue d'évoluer (dilatance ou contractance) quand le déviateur devient stable, soit le déviateur varie à volume constant, soit les deux grandeurs ne se stabilisent pas. On a vu également le problème posé par l'application de pics de la courbe effort-déformation, représentatifs de rupture par localisation de la déformation; dans ce cas, il semble plus légitime d'interpréter la valeur constante du déviateur à grandes déformations comme une valeur de résistance au cisaillement résiduelle entre deux blocs de sol. Il est donc nécessaire pour l'application du concept d'état critique de faire certaines hypothèses.

On aborde dans ce chapitre le problème de la détermination de la surface de charge sur ce type de matériau, en discutant les divers critères de plasticité expérimentaux utilisables. On étudie également l'écoulement plastique du matériau.

## VII-2 DETERMINATION DES SURFACES DE CHARGE

En vertu de la théorie de l'élastoplasticité, la limite d'élasticité est définie comme étant la contrainte au-dessus de laquelle apparaissent des déformations irréversibles. Pour des matériaux comme les métaux et les bétons, on parvient en général à déterminer cette grandeur sans trop de difficulté. Par contre, les sols semblent se comporter plastiquement dès le début du chargement, ce qui rend difficile la détermination de cette limite d'élasticité. Pourtant les recherches sur le comportement des ouvrages sous sollicitation dynamique nécessite souvent une détermination précise des modules d'élasticité, et de nombreux travaux ont été récemment consacrés à l'étude du comportement des sols à petite déformation, tant in situ qu'au laboratoire. Ces recherches ont permis de mettre en évidence le fait qu'en général le sol naturel ne se comporte élastiquement (déformation réversible) que pour des déformations inférieures à 0,01 % avec une bonne approximation (Burghignoli et Pane 1991, GRECO 1992).

La limite d'élasticité mentionnée ci-dessus se distingue de la limite élastique généralement considérée dans la modélisation élastoplastique du comportement des sols. Cette dernière est définie dans le plan  $e - \log p$  comme étant la contrainte qui sépare la zone surconsolidée de la zone normalement consolidée. En dessous de cette contrainte, on définit en effet un domaine pseudo-élastique. Dans la plupart des cas, du domaine pseudo-élastique au domaine élasto-plastique, le sol parcourt un domaine de transition, marqué par une courbure dans le plan  $e - \log p$ . D'habitude, on définit la limite d'élasticité à partir du point correspondant à la plus grande courbure.

### VII-2.1 Critères de plasticité

Le modèle Cam-clay et le concept d'état critique ont été établis par les chercheurs de l'Université de Cambridge (Roscoe, Schofield et Wroth 1958, Roscoe et Burland 1968) à partir de travaux sur des argiles remaniées. En s'inspirant de ce concept, un certain nombre de travaux ont depuis été menés sur les argiles sensibles ou compressibles à l'Etranger et en France. Toutes ces études mettent en évidence un aspect particulier de la surface de charge,

qui est assimilable à une ellipse inclinée, approximativement symétrique par rapport à la droite  $K_0$  (Leroueil et al. 1985).

A travers les travaux réalisés sur les sols naturels, il semble que les chercheurs aient beaucoup insisté sur la précision de la détermination de la surface de charge, qui dépend non seulement de la vitesse de chargement, mais aussi du critère choisi. Le résumé des critères utilisés dans l'étude des sols naturels, présenté ci-dessous, a pour but la définition d'un critère applicable à notre cas.

#### VII-2.1.1 Synthèse de différentes méthodes

##### VII-2.1.1.1 Méthode de Mitchell et Wong (1970)

Mitchell (1970), Mitchell et Wong (1973) et Wong et Mitchell (1975) ont travaillé sur une argile sensible (Leda clay) de la Mer de Champlain, et défini un modèle de comportement élastoplastique. Ils ont réalisé environ une cinquantaine d'essais suivant différents chemins de contraintes. Suivant les différents chemins, ils ont utilisé les différentes présentations qui suivent.

Du fait de la cimentation de ce type d'argile, ils ont obtenu sur des courbes effort-déformation à  $\sigma_3$  constant une limite élastique très bien identifiée par un coude marqué. En chemins radiaux ( $\eta = q/p'$  constant), les résultats sont présentés dans le plan  $e - p'$  et la détermination se fait également à partir de l'observation d'un coude très marqué. En chemins à  $p'$  ou  $q$  constant, la même observation est faite dans le plan  $q - \epsilon_v$  ou  $p' - \epsilon_v$ . Les résultats des essais consolidés drainés sont portés dans le plan  $q - \epsilon_a$ . Finalement, des essais de cisaillement non drainés ont permis la détermination de la surface de charge en traçant directement les chemins de contraintes effectives dans le plan  $q - p'$ . Sur la figure VII-2 est montrée la surface de charge déterminée sur ce type d'argile (Wong et Mitchell 1975).

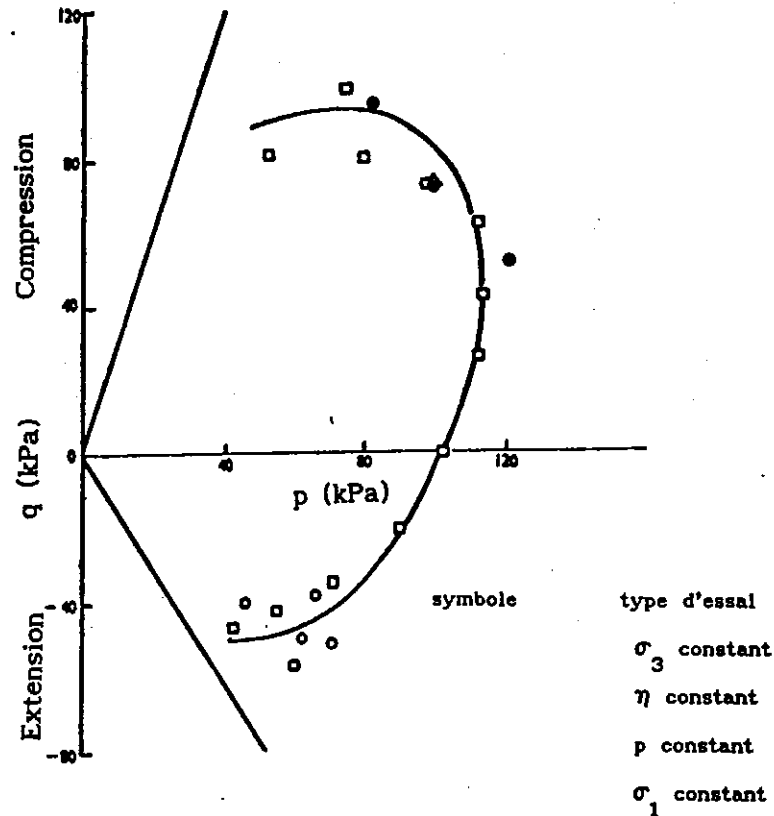


Figure VII-2 : Surface de charge de l'argile de la Mer de Champlain  
(Wong et Mitchell 1975)

#### VII-2.1.1.2 Méthode utilisée par l'équipe de l'Université Laval

Un grand nombre de travaux sur différentes argiles sensibles ont été réalisés à l'université Laval à Québec en suivant l'approche de Wong et Mitchell. Les argiles considérées sont les suivantes : Saint-Jean Vianney (Leroueil et Tavenas 1979), Saint Alban (Leroueil et al. 1979), Gloucester (Leroueil et al. 1983), Louiseville (Oka et al. 1989) etc.. Ces travaux portent essentiellement sur la détermination des surfaces de charge de ces sols, et sur l'influence de la vitesse du chargement. Les critères de plasticité utilisés sont résumés ci-dessous :

1) la pression de préconsolidation a été d'abord déterminée pour les échantillons prélevés à différentes profondeurs à l'aide d'essais oedométriques, en vue de la normalisation des surface de charge ;

2) pour les essais de cisaillement drainés ou non drainés, les pics dans le plan  $q-\epsilon_a$  ont été choisis comme limites élastiques. On peut également tracer des chemins de contraintes dans le plan  $p-q$  pour avoir directement la surface de charge en reliant les pics.

3) pour les essais de consolidation isotrope et anisotrope, la détermination à partir des courbes présentées dans le plan  $\epsilon_v-\log p'$  en utilisant la méthode de Casagrande a été préconisée.

Yong et Silvestri (1979) ont eux aussi employé cette méthode pour l'étude de l'argile sensible de Saint Louis de Bonsecours. Cette technique a été par la suite adaptée par l'équipe de Magnan et Josseaume (1982, 1985, 1991) pour l'étude du comportement de l'argile de Cubzac les Ponts et d'une argile raide plastique, afin de l'appliquer à la construction des remblais. On présente sur la figure VII-3 la détermination de la surface de charge de l'argile de Saint-Alban par Tavenas et al. (1979).

Tavenas et al. (1979) ont proposé d'utiliser l'énergie dissipée  $W$  comme paramètre pour la détermination de la surface de charge des argiles sensibles. L'avantage de cette méthode est de ne pas faire intervenir l'effet des chemins de contraintes. Le test sur quatre argiles de Québec a donné de très bons résultats. L'énergie dissipée est calculée avec la formule suivante :

$$W = \int p \, d\epsilon_v + \int q \, d\epsilon_s \quad (V-II-3)$$

#### VII-2.1.1.3 Méthode utilisée par Graham et al. (1983)

Ces travaux ont essentiellement concerné l'argile de Winnipeg (Graham, Noonan et Lew 1983, Graham, Cooks et Lau 1988). La particularité des critères retenus par rapport à ceux de Tavenas et al. réside dans la présentation linéaire des courbes :  $p'-\epsilon_v$ ,  $q-\epsilon_a$ ,  $\sigma'_1-\epsilon_a$ ,  $\sigma'_3-\epsilon_3$ ,  $w-L_{ssn}$  (où  $w$  est l'énergie dissipée et  $L_{ssn}$  la longueur du vecteur de contraintes). Il a été remarqué que cette présentation permettait d'avoir une détermination plus franche de la limite élastique.



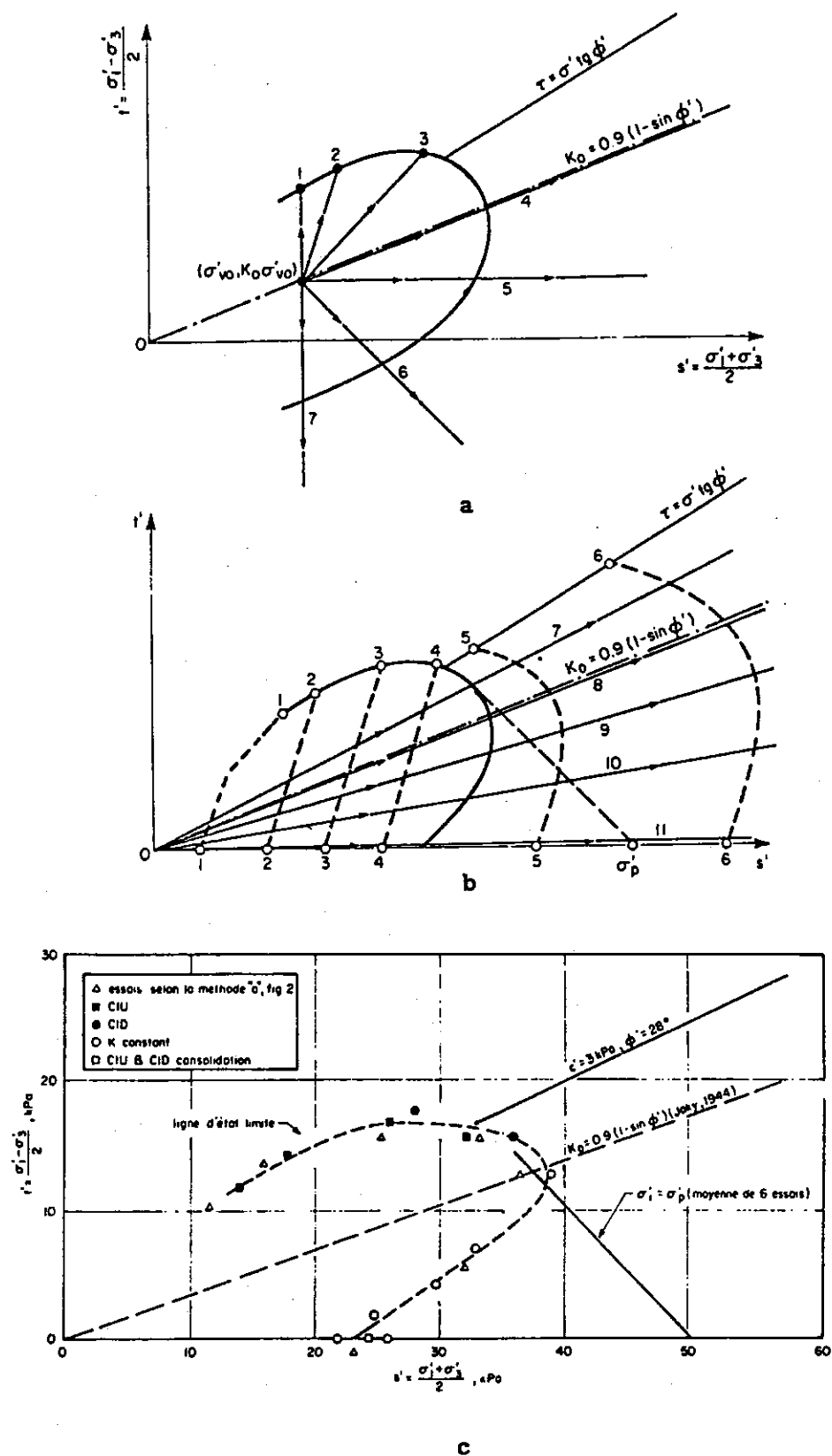


Figure VII-3 : Détermination de la surface de charge de l'argile de Saint-Alban a) et b) chemins de contraintes suivis c) surface déterminée (Tavenas et al. 1979)

Le plan choisi pour la présentation des résultats dépend de la position du point limite par rapport à la droite  $K_0$  (Folkes et Crooks 1985) : au dessus de  $K_0$  c'est le plan  $q-\epsilon_a$  qui est préconisé, et en dessous le plan  $p-\epsilon_v$ ; cette présentation utilise donc la déformation (axiale ou volumique) la plus importante.

Par ailleurs, des tentatives de détermination de la surface de charge à partir de mesures in-situ ont été faites sur l'argile de Bäckebol (Wood 1980), et sur l'argile molle de Mastemyr par Clausen et al. (1984). Les données comme la pression interstitielle mesurée au piézomètre et les déformations verticale et horizontale mesurées avec des jauges enterrées à différentes profondeurs pour la verticale et avec l'inclinomètre pour l'horizontale sont présentées en fonction du chargement sur la surface, qui est réalisé par le remplissage d'un réservoir d'eau. Les points à partir desquels commencent des développements plus rapides de la pression interstitielle ou des déformations sont considérés comme les limites élastiques.

#### VII-2.1.1.4 Méthode utilisée par Moulin (1989)

Moulin (1989) a réalisé sur l'argile de Pornic des essais suivant différents chemins et sous différentes conditions ( $K_0$ , radial, drainée, non drainée), qui ont permis de mettre en évidence les propriétés élastoplastiques de cette argile. Inspiré des méthodes de Tavenas et al. et de Graham et al., Moulin a choisi une représentation quadrangulaire en  $\epsilon$ ,  $q$ ,  $p'$ ,  $v$  représentée figure VII-4 lui permettant d'identifier la limite élastique du matériau.

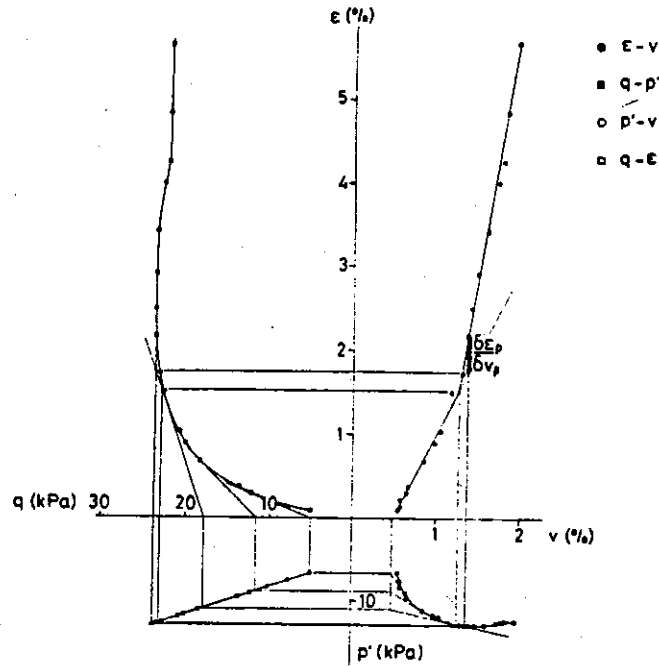


Figure VII-4 : Critère de plasticité (Moulin 1989)

#### VII-2.1.1.5 Méthode utilisée par Yasufuku et al. (1991)

Afin de modéliser le comportement du sable Aio préalablement surconsolidé anisotropiquement, Yasufuku et al. ont réalisé un certain nombre d'essais drainés suivant différents chemins de contraintes. Le critère de limite élastique choisi était la plus grande courbure observée dans les plans  $\eta$ - $\epsilon_s$ ,  $\eta$ - $\epsilon_v$ ,  $\eta$ - $k$  et  $\eta$ - $W$ .  $W$  est encore l'énergie dissipée déterminée avec la formule VII-3, et  $k$  appelé énergie normalisée est calculé de la façon suivante :

$$k = \int \frac{dW}{p} = \int d\epsilon_v + \eta d\epsilon_s \quad (\text{VII-4})$$

#### VII-2.1.2 Remarques sur les méthodes présentées

A la lumière des méthodes présentées précédemment, il semble qu'il n'y ait pas de technique universelle adaptée pour tous les sols. La limite élastique peut être très marquée pour un sol cimenté avec une présentation quelconque, mais difficile à déterminer pour d'autres types de sols. On en tire cependant les points suivants :

1) si on observe expérimentalement que la surface de charge est indépendante des chemins de contraintes suivis comme dans le cas des argiles étudiées dans les travaux précédents, la détermination peut se faire de façon satisfaisante dans les plans  $q-\epsilon_a$  et  $p-\epsilon_v$ . Normalement, l'utilisation du plan  $q-\epsilon_a$  donne plus de précision au dessus de la droite  $K_0$ ; par contre, en dessous de  $K_0$ , le plan  $p-\epsilon_v$  semble plus adapté.

2) dans tous les cas, l'utilisation de l'énergie dissipée comme critère semble toujours satisfaisante. Elle permet de s'affranchir de l'influence du chemin de contraintes.

3) pour l'analyse des mesures in-situ, il semble que la pression interstitielle de l'eau soit une bonne variable pour la détermination de la limite élastique.

#### VII-2.1.3 Détermination de la limite élastique du limon de Jossigny non saturé

##### VII-2.1.3.1 Essais à $\sigma_3$ constant

Il existe diverses méthodes de présentation des variations volumiques en fonction de la contrainte moyenne (Cui et Delage 1993). La figure VII-5-a présente les variations de volume spécifique des essais à  $\sigma_3 = 400$  kPa, pour  $s = 200, 400, 800$  et  $1500$  kPa. On observe que les courbes présentent une allure classique, avec une distinction marquée entre les zones surconsolidée et normalement consolidée. Les pentes des courbes dans la zone normalement consolidée sont, à l'exception de  $s = 400$  kPa, correctement ordonnées en fonction de la succion, avec une compressibilité décroissante quand la succion augmente, conformément aux propriétés des sols non saturés, et à la modélisation d'Alonso et al. (1987). Pour  $s = 400$  kPa, on observe sur ce type de diagramme que la compressibilité plus faible est due à une densité initiale plus forte. Ceci met en évidence l'influence prépondérante de la densité, par rapport à la succion. La figure VII-5-b montre les courbes de variations de déformation volumique des mêmes essais, où les mêmes tendances sont observées. C'est ce type de diagramme qu'on utilisera par la suite.

Au chapitre VI, dans la présentation des résultats des essais de cisaillement à  $\sigma_3$  constant, on a observé que l'effet de la succion sur la variation de volume est contraire à l'effet de  $\sigma_3$ . L'explication de cette tendance est illustrée par les courbes  $v - \log p$  de la figure VII-5-a, qui montre que les différentes succions engendrent des compressibilités distinctes des échantillons. Il apparaît donc que, dans les courbes  $\epsilon_v - \epsilon_a$  des figures VI-12 à VI-16, l'ampleur de la contractance est largement influencée par la compressibilité, l'échantillon étant d'autant moins contractant qu'il a une succion plus élevée qui augmente sa rigidité. Ainsi, il semble que, malgré le caractère déviatorique prononcé de la sollicitation, en particulier pour les plus grandes déformations, la réponse globale volumique du matériau soit dominée par la composante sphérique.

Pour la détermination de la limite élastique, vu qu'on a des coudes assez marqués dans le plan  $\epsilon_v - \log p$  (figure VII-5-b), on considère les points définis par l'intersection de deux droites. Les limites élastiques ainsi déterminées pour  $\sigma_3 = 400$  kPa sont illustrées sur la figure VII-5-a. Si l'on reporte les valeurs de ces limites dans le plan  $q - \epsilon_a$  (figure VII-6), on observe que les limites élastiques apparaissent sensiblement pour un même niveau de déformation axiale, de l'ordre de 2%; en dessous de cette valeur, les courbes sont approximativement linéaires avec un fort module; au dessus de 2%, le matériau présente un comportement élastoplastique avec écrouissage, ce qui montre une bonne correspondance entre les propriétés de cisaillement et celles de variation de volume. C'est ainsi que pour tous les essais à  $\sigma_3$  constant, on choisit de déterminer les limites élastiques dans le plan  $\epsilon_v - \log p$ , et de les reporter dans le plan  $q - \epsilon_a$ ; dans le cas sans contrôle de volume, les limites sont directement déterminées sur les courbes  $q - \epsilon_a$  en prenant les points correspondant aux plus grandes courbures.

Si l'on considère un critère relié à l'énergie dissipée dont la variation en fonction de l'inclinaison de contrainte est présentée en figure VII-7, on observe que les points correspondant aux plus fortes courbures sont en très bonne correspondance avec les points déterminés sur les courbes effort-déformation par le critère volumique.

La figure VII-8 montre, dans le plan  $\epsilon_v - \log p$ , les résultats à  $\sigma_3 = 50$  kPa pour différentes valeurs de succion (0, 200, 400, 800 et 1500 kPa). On observe que les courbes sont bien ordonnées en fonction de la succion; les coudes sont encore bien marqués pour  $s = 200, 400$  et  $800$  kPa, mais moins pour  $s = 1500$  kPa. On observe encore la diminution de la contractance avec la succion.

Pour la courbe à succion nulle, on observe un comportement du type normalement consolidée, à relier probablement au phénomène d'hystérésis. En effet, à la lumière des résultats au MEB (voir chapitre IV), on sait que la saturation fait gonfler des argiles tapissées sur les grains de silt, engendrant un réarrangement de la microstructure; ce réarrangement semble être en mesure d'effacer l'effet initial dû au compactage.

A  $\sigma_3 = 100$  kPa (figure VII-9), on a également un comportement normalement consolidé à succion nulle. A  $s = 1500$  kPa, à part la dilatance, un coude assez marqué est observé.

A  $\sigma_3 = 200$  kPa (figure VII-10), pour les quatre valeurs de succion (200, 400, 800 et 1500 kPa), on obtient des compressibilités bien ordonnées en fonction de la succion, et des limites élastiques identifiées par des coudes bien marqués et bien ordonnés comme dans le cas  $\sigma_3 = 400$  kPa. La même observation est valable pour les deux essais à  $\sigma_3 = 600$  kPa (figure VII-11).

Pour  $\sigma_3 = 50, 100$  kPa et, dans une moindre mesure  $200$  kPa, le changement de phase est clairement mis en évidence sur ce type de courbe. Le bon classement des compressibilités dans la zone plastique en fonction de la succion est observé jusqu'au changement de phase, qui illustre quant à lui la prédominance finale des effets déviatoriques et de localisation sur le changement de volume (figures VII-8 et VII-9).

La détermination des limites élastiques à partir des coudes des courbes est cependant délicate; les valeurs adaptées pour la détermination de la surface de charge sont déterminées à l'aide de figures où est présentée une seule courbe, avec une échelle adéquate.

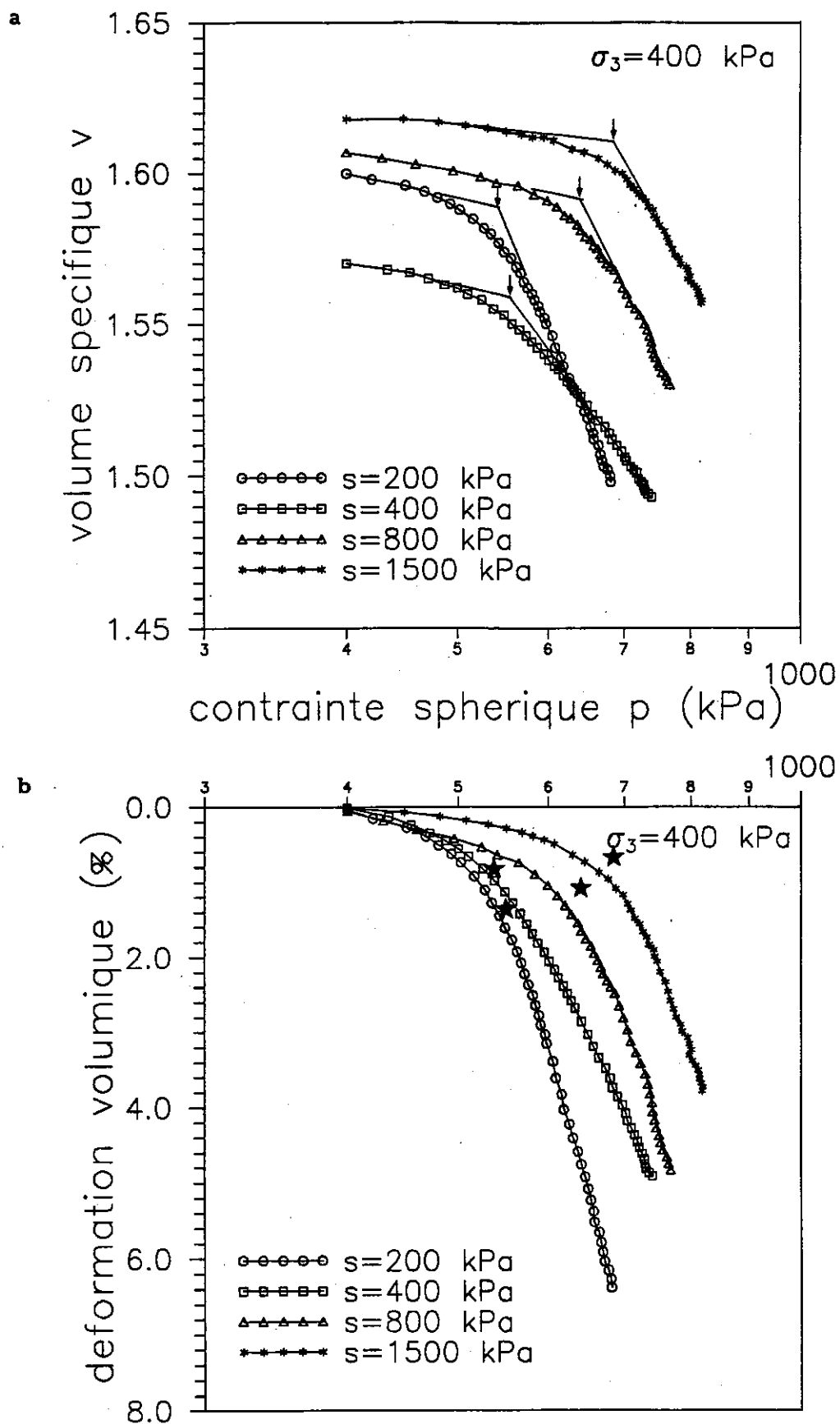


Figure VII-5 : Variations volumiques lors des essais de cisaillement

à  $\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$

a) dans le plan  $v$ -log  $p$

b) dans le plan  $\epsilon_v$ -log  $p$

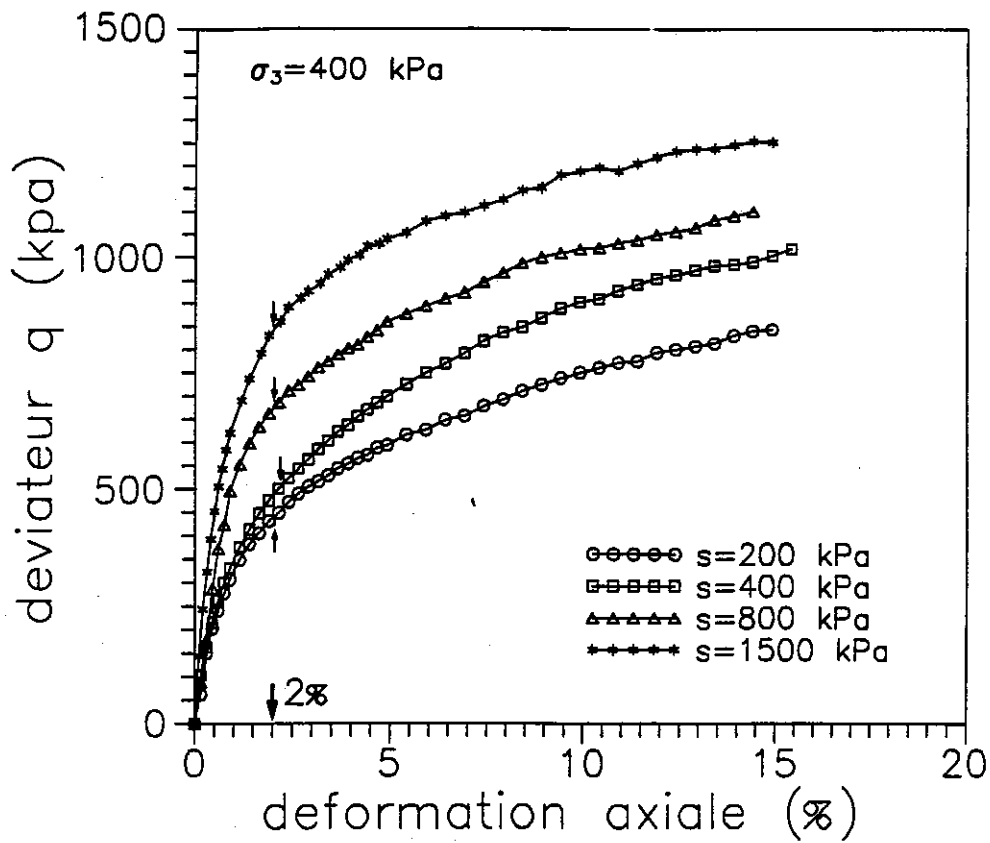


Figure VII-6 : Limites élastiques déterminées à  $\sigma_3 = 400$  kPa

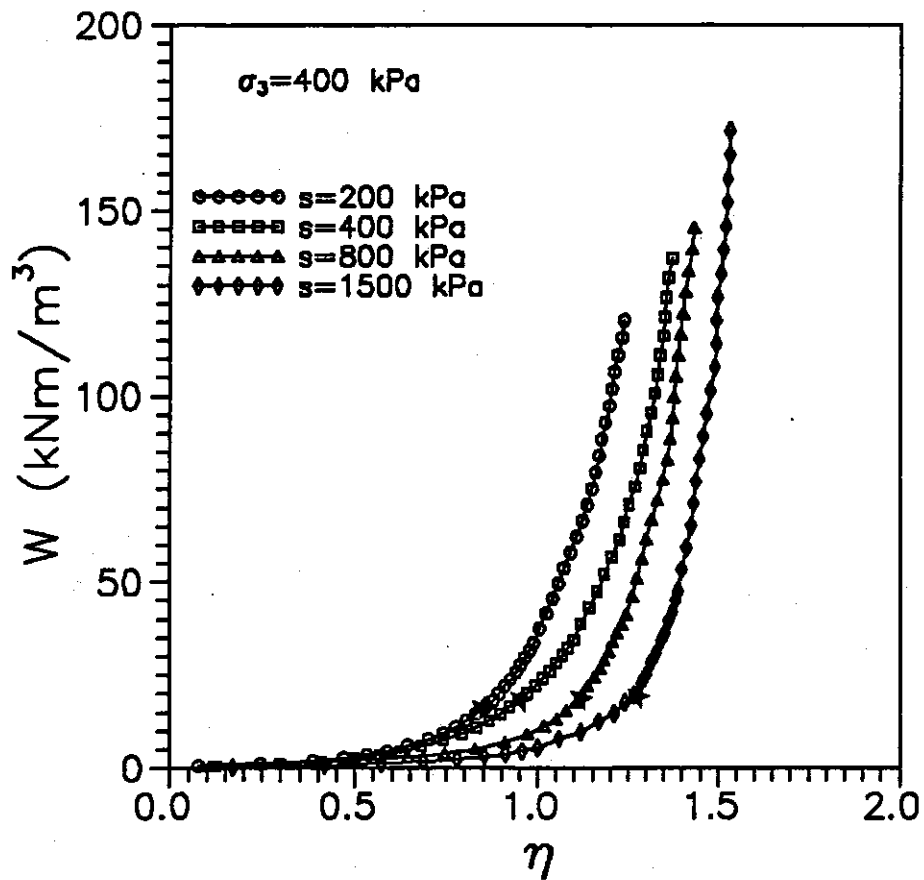


Figure VII-7 : Variations de l'énergie dissipée en fonction du rapport de contraintes lors des cisaillements à  $\sigma_3 = 400$  kPa



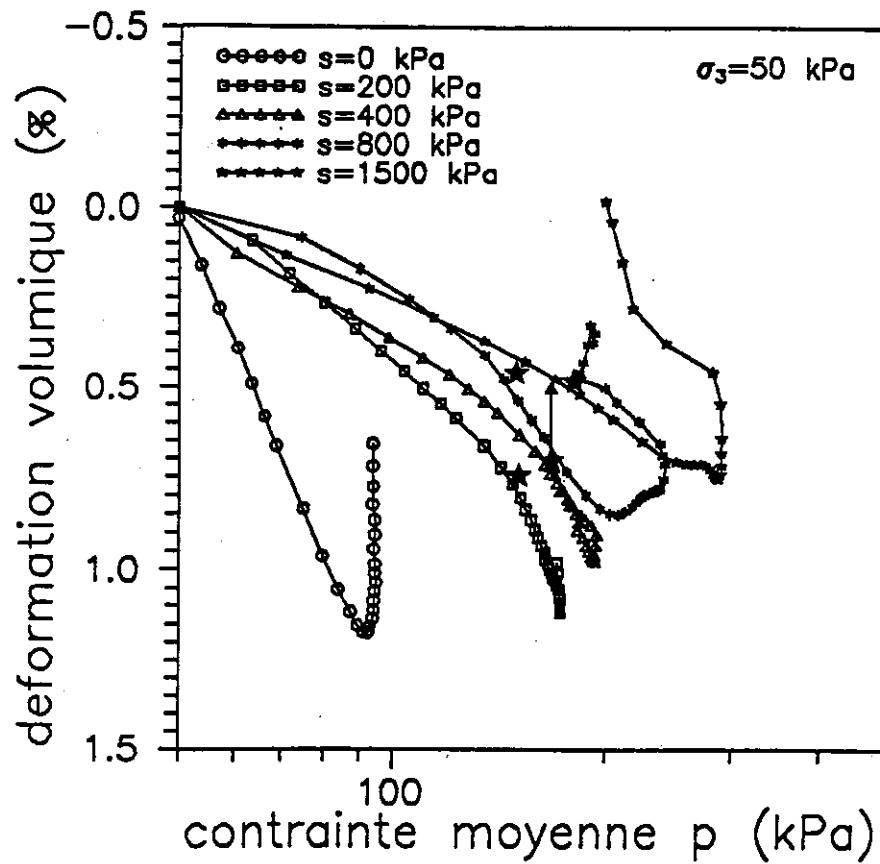


Figure VII-8 : Déformations volumiques en fonction de  $\log p$  à  $\sigma_3 = 50$  kPa

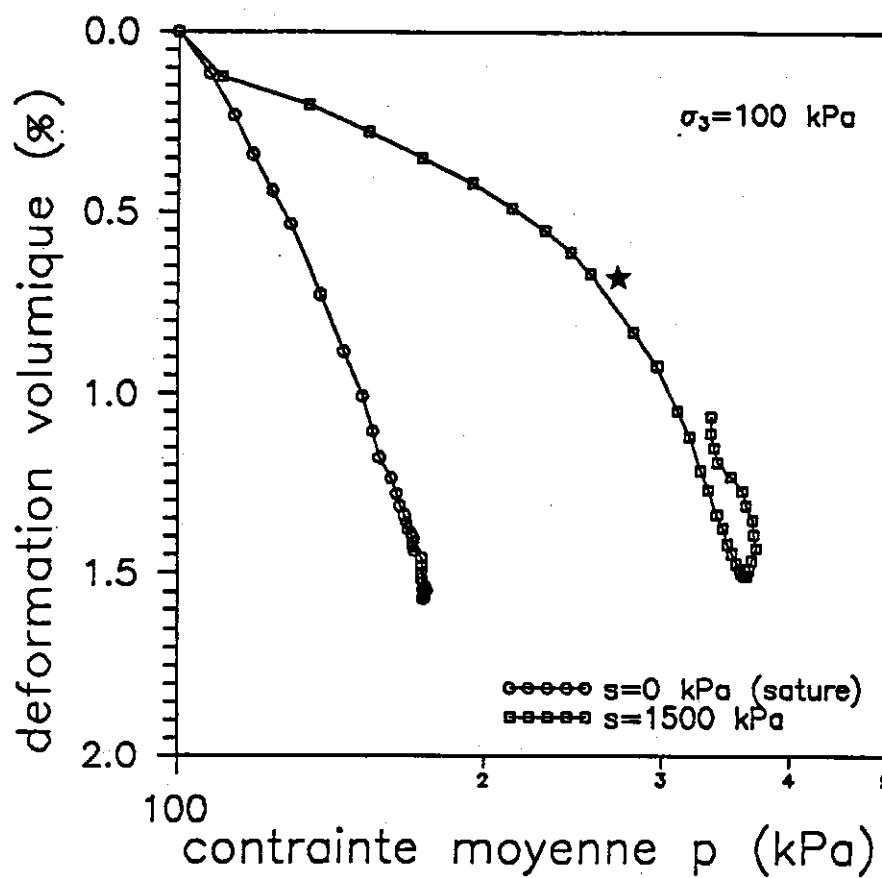


Figure VII-9 : Déformations volumiques en fonction de  $\log p$  à  $\sigma_3 = 100$  kPa

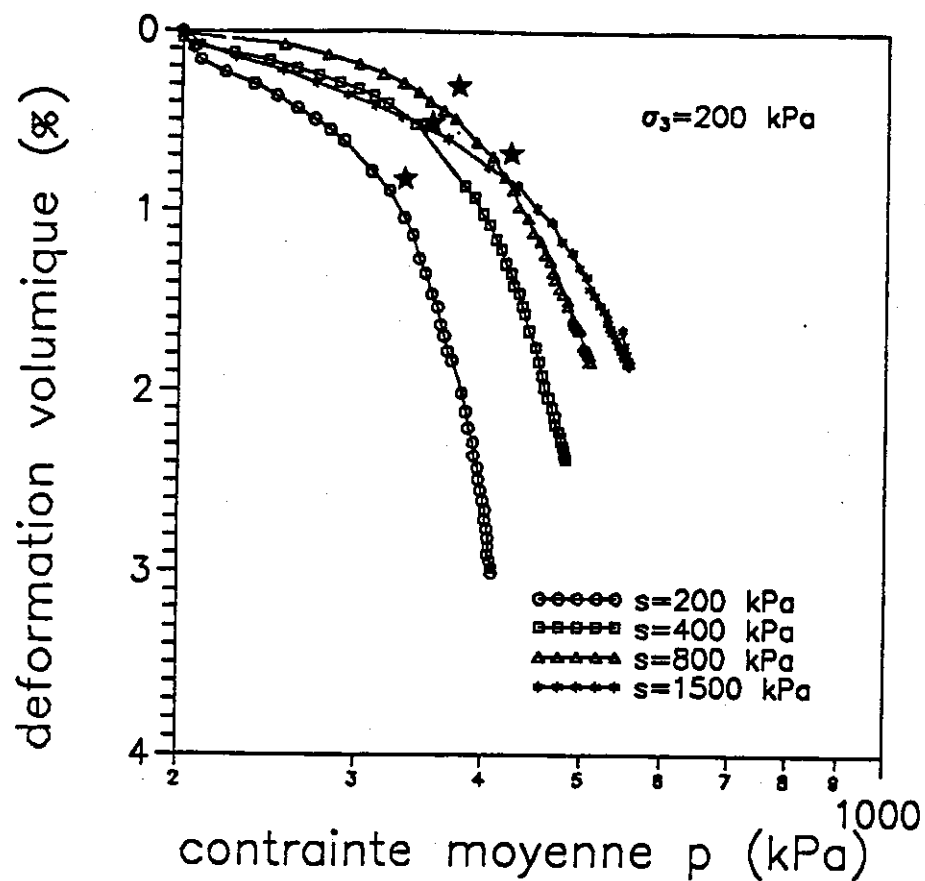


Figure VII-10 : Déformations volumiques en fonction de  $\log p$  à  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

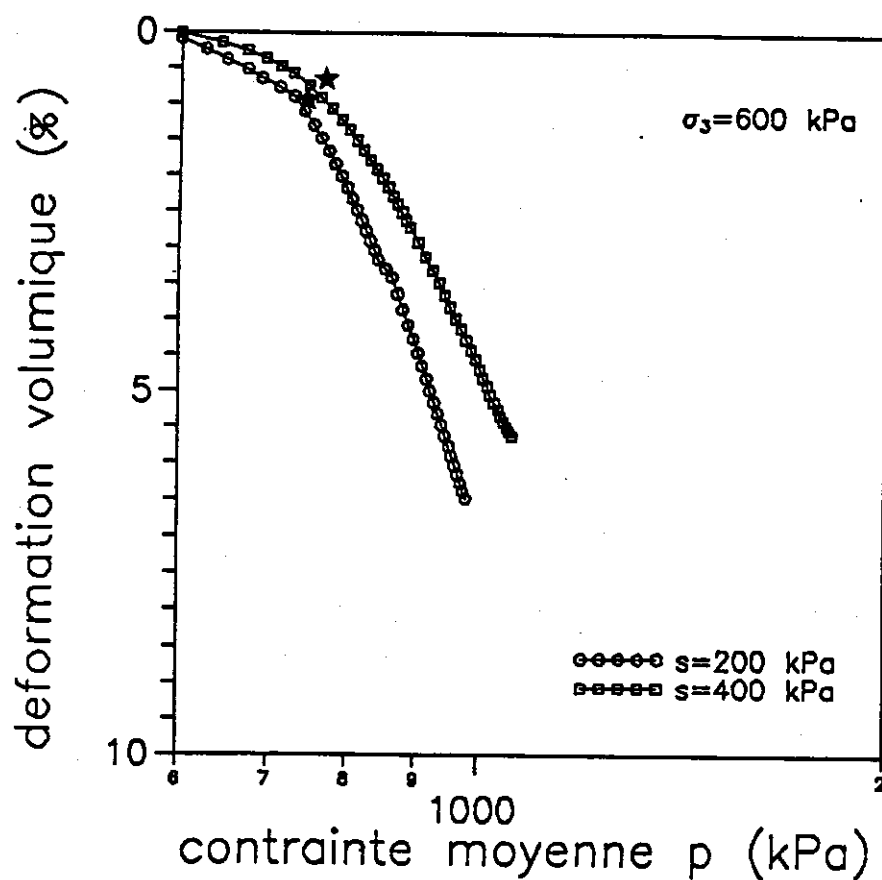


Figure VII-11 : Déformations volumiques en fonction de  $\log p$  à  $\sigma_3 = 600 \text{ kPa}$

#### VII-2.1.3.2 Essais en chemins radiaux

On intègre dans ce paragraphe les essais de consolidation ( $\eta = 0$ ) et oedométrique (condition  $K_o$ ).

Pour les essais de consolidation (isotrope ou oedométrique), les limites élastiques correspondant aux pressions de préconsolidation apparentes ont été présentées au chapitre VI aux tableaux VI-2, VI-4 et VI-6.

Pour les essais en chemins radiaux, à  $\eta = 0,5$ , les deux courbes  $\epsilon_v - \log p$  à  $s = 200$  et  $1500$  kPa sont présentées sur la figure VII-12. On observe des courbures régulières sans coudes marqués comme dans le cas des essais à  $\sigma_3$  constant; les deux courbes sont cependant bien ordonnées avec la succion, présentant des compressibilités d'autant moins grandes que la succion est élevée.

A  $\eta = 1$  (figure VII-13), on obtient des courbes généralement à trois pentes, ce qui semble anormal. De plus la méthode utilisée précédemment pour la détermination des limites élastiques ne semble plus adaptée dans ce cas. Néanmoins, on observe un bon classement des compressibilités en fonction de la succion.

Les variations de l'énergie dissipée en fonction de la contrainte moyenne à  $\eta = 1$  sont présentées sur la figure VII-14. On obtient comme précédemment des courbures régulières ne permettant pas de bien identifier les limites élastiques.

A partir de l'hypothèse faite dans la modélisation du comportement des sols qui consiste à supposer que la direction de l'incrément de déformation plastique n'est fonction que du rapport de contraintes  $\eta$  (Roscoe, Schofield et Wroth 1958, Roscoe et Burland 1968, Wong et Mitchell 1975, Nova et Wood 1979, Poorooshasb et Pietruszczak 1985), et encouragé par la confirmation expérimentale de cette hypothèse sur l'argile sableuse de Lower Cromer Tills (Gens 1982) et sur le sable d'Hostun (Lanier et al. 1991), on a essayé de

présenter les résultats des essais en chemins radiaux dans le plan  $de_v / de_s - \eta$  (figure VII-15); on observe une oscillation suivie d'un plateau stable, dont le début est pris comme critère de plastification. Ainsi, la limite élastique est définie comme étant la valeur de  $\eta$  au-delà de laquelle  $de_v / de_s$  devient constant. Pour tous les essais réalisés, les courbes ont présenté la même allure (annexe II). Les limites élastiques ainsi déterminées sont figurées au tableau VII-1.

Tableau VII-1 Limites élastiques déterminées avec les essais en chemins radiaux

$\eta$	0,5		1			
s (kPa)	200	1500	200	400	800	1500
$p_o$ (kPa)	360	750	400	550	600	800
$q_o$ (kPa)	180	375	400	550	600	800

Si l'on se réfère aux figures VII-12 et VII-13, on constate que les valeurs au tableau VII-1 correspondent raisonnablement aux points à partir desquels accélèrent les déformations volumiques.

#### VII-2.2 Surface de charge du limon de Jossigny compacté

Sur la figure VII-16, on présente les surfaces de charge déterminées à partir des différents types d'essais réalisés, avec les critères décrits précédemment, pour les quatre niveaux de succion (200, 400, 800, et 1500 kPa). Sur cette figure, on ne prend pas en considération les points déterminés avec des essais sous contrainte de confinement élevée (400 et 600 kPa). En effet, d'après les résultats obtenus avec les essais de consolidation isotrope à chargement par palier ou quasi-continu, les limites élastiques ont été déterminées à des niveaux de contrainte compris entre 300 et 400 kPa environ pour les quatre succions appliquées (voir les tableaux VI-4 et VI-6). Si le cisaillement est précédé d'une consolidation sous une contrainte isotrope supérieure ou égale à 400 kPa, le sol est plastifié, et de ce fait, la limite élastique déterminée lors du cisaillement correspondra à une nouvelle surface

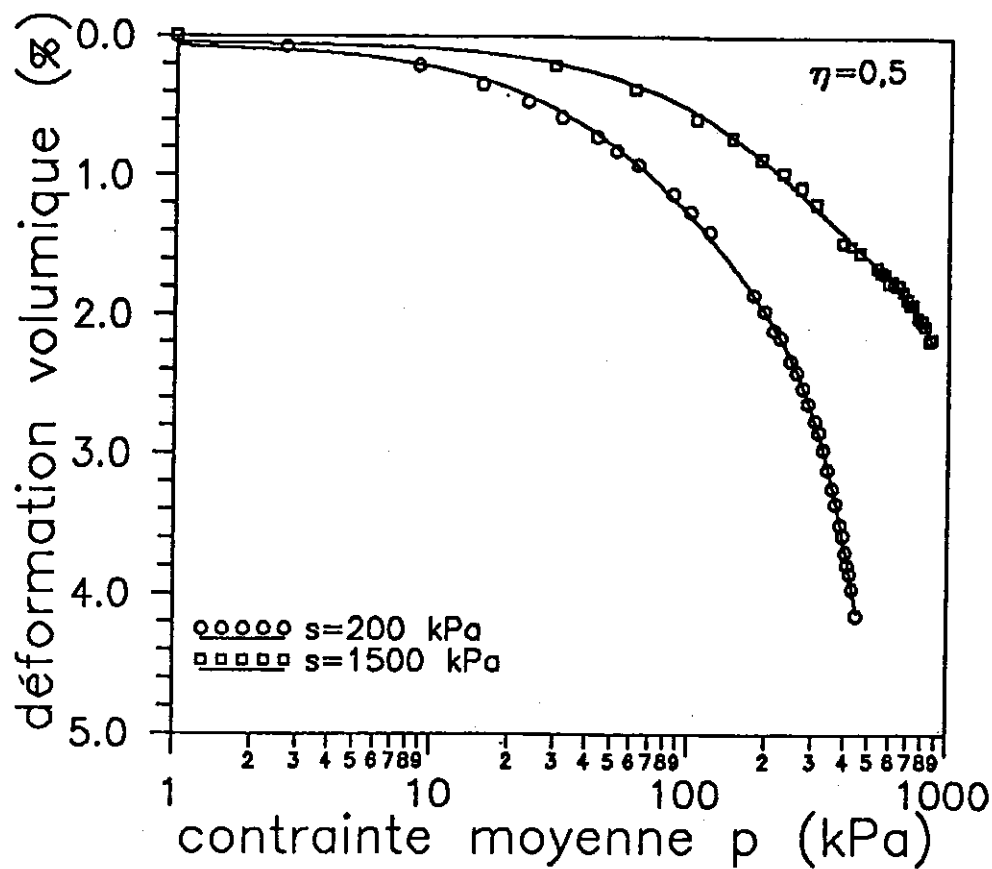


Figure VII-12 : Déformations volumiques en fonction de  $\log p$  à  $\eta = 0,5$

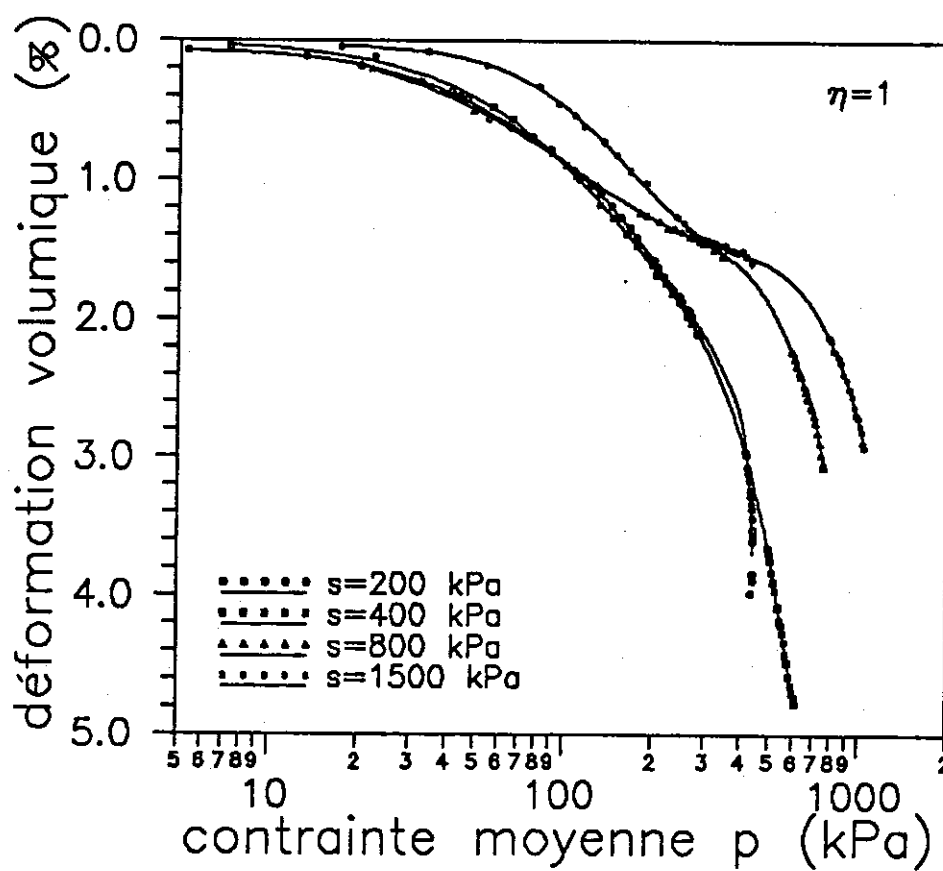


Figure VII-13 : Déformations volumiques en fonction de  $\log p$  à  $\eta = 1$

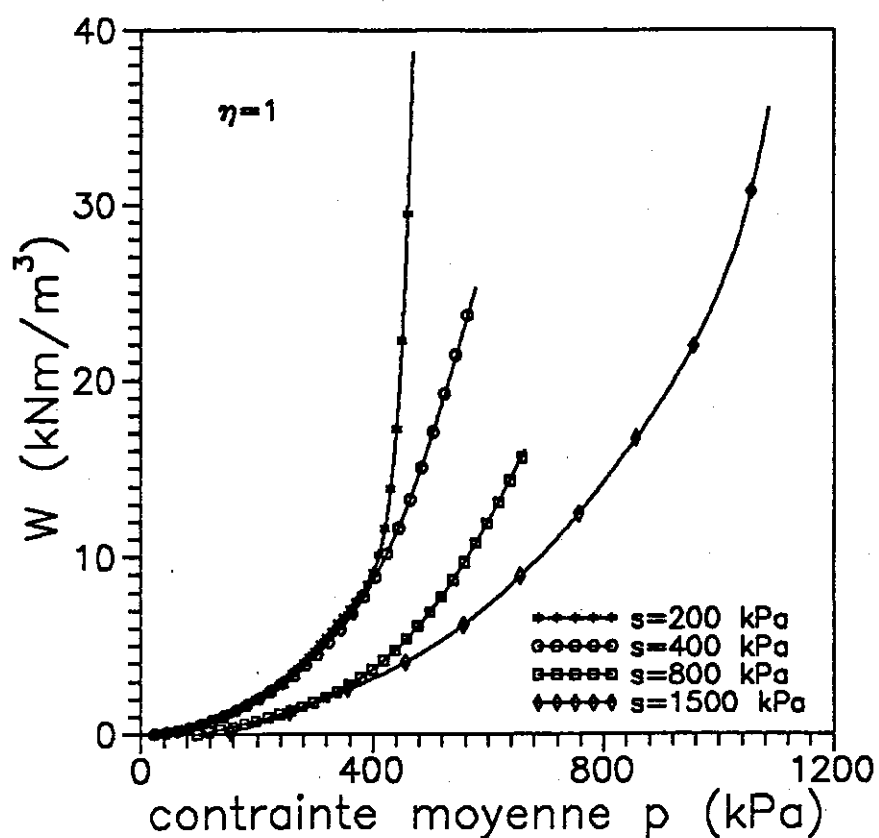


Figure VII-14 : Variations de l'énergie dissipée en fonction de la contrainte moyenne lors des essais à  $\eta = 1$

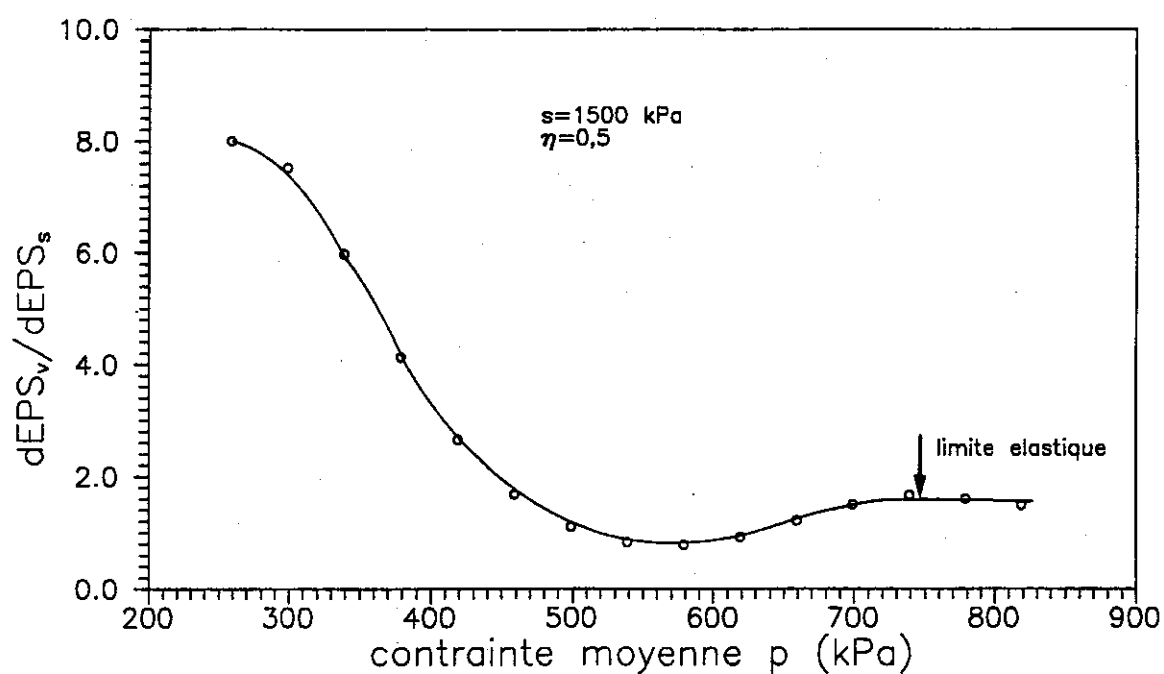


Figure VII-15 : Variation de la direction de l'incrément de déformations en fonction de la contrainte moyenne à  $\eta = 0,5$  et à  $s = 1500 \text{ kPa}$

de charge, en raison de l'écroutissement en contrainte. Il est à noter que, selon la méthode utilisée par Tavenas et al. (1979-1989), Magnan et al. (1982, 1985, 1989) et Moulin (1989), les essais de cisaillement sous forte contrainte de confinement qui excède la limite élastique du matériau, servent essentiellement à déterminer la projection de la courbe d'état critique dans le plan  $q - p'$ . D'autre part, les points définis avec des essais oedométriques sont figurés en rond plein pour 200 kPa de succion, et en étoile pleine pour 800 kPa; on sait qu'il donnent des valeurs sous-estimées à cause du mode de chargement par paliers. On présente d'autre part tous les résultats obtenus par consolidation isotrope (par palier et quasi-continu). Par ailleurs, les parties paraissant moins certaines du fait de manque de points expérimentaux, situées en dessous de la droite  $K_0$ , sont tracées en trait discontinu. Un certain nombre de constatations peuvent être faites :

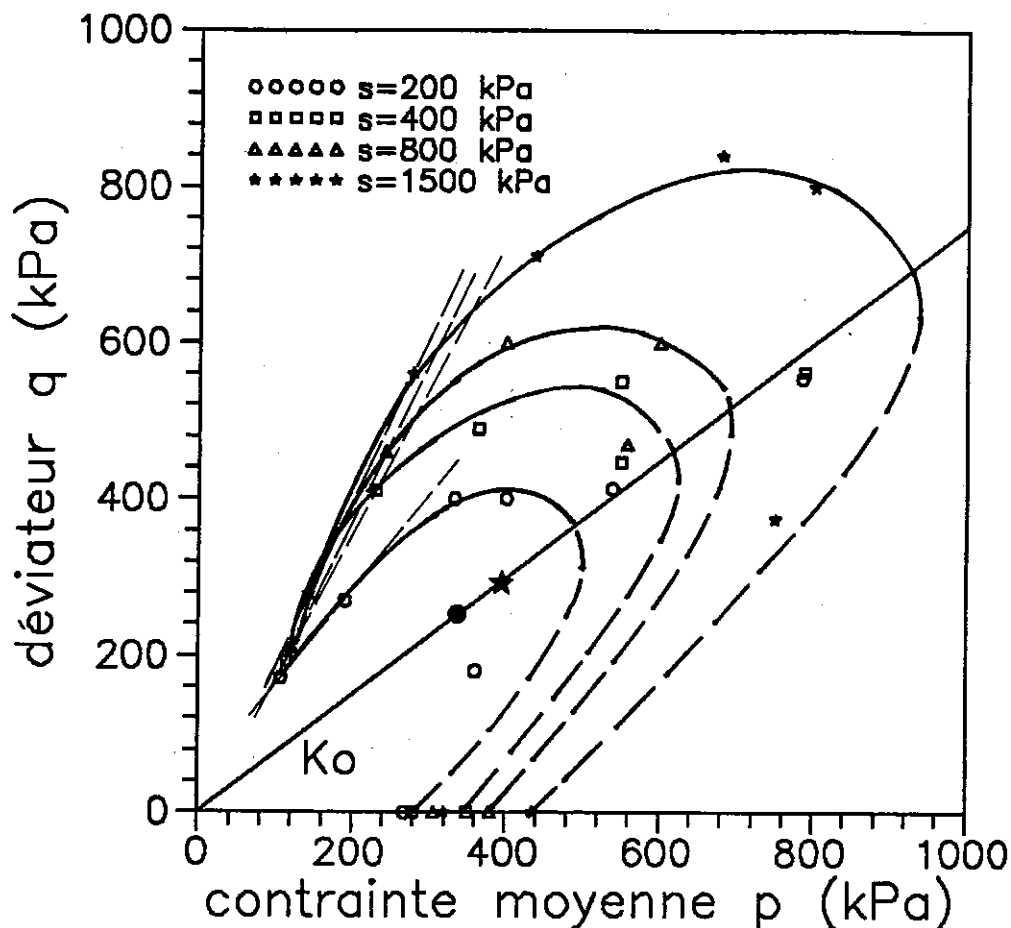


Figure VII-16 : Surfaces de charge du limon de Jossigny compacté non saturé

1) l'anisotropie de contraintes due au compactage est mise en évidence : les surfaces de charge sont assez proches d'une forme elliptique avec un axe incliné, et approximativement symétrique plutôt par rapport à la droite  $K_0$ . Cette observation est bien conforme aux résultats obtenus sur les sols naturels précédemment mentionnés.

2) l'écrouissage en succion est clairement mis en évidence : la surface de charge s'agrandit avec l'augmentation de succion. Mais cet écrouissage ne paraît pas complètement isotrope : l'agrandissement de la surface semble plus important à proximité de la droite  $K_0$ . Certes, l'incertitude sur la détermination de ces surfaces masque peut-être le phénomène d'écrouissage isotrope en succion, mais il peut être intéressant d'envisager un type d'écrouissage mixte pour ce matériau.

3) les points définis par les essais oedométriques semblent très loin des surfaces correspondantes. Cela s'explique peut-être par les problèmes d'échelle et de frottement entre un échantillon oedométrique et un triaxial. D'autre part la valeur de  $K_0$  a été estimée à 0,5, d'après les essais à teneur en eau constante avec mesure de contrainte latérale effectués sur ce matériau par Beros (1990); des incertitudes sur  $K_0$  peuvent également contribuer au phénomène observé. Toutefois à la lumière de la bonne cohérence obtenue entre les points oedométriques et triaxiaux sur les argiles naturelles saturées, il semble que l'explication réside plutôt dans la différence du mode de chargement. D'après la comparaison faite entre le chargement par palier et le chargement quasi-continu (chapitre VI), il semble que pour les essais sur des sols non saturés avec contrôle de succion, l'influence de la vitesse de chargement soit plus accentuée, car il s'agit dans ce cas de la compatibilité entre la vitesse de chargement et la vitesse de régularisation de la succion par la solution.

4) il semble difficile d'intégrer les points obtenus aux faibles contraintes de confinement (50 kPa) dans une forme elliptique globale et régulière. En revanche, on observe que'il est possible de sectionner l'ellipse par des droites reliant les points à  $\sigma_3 = 50$  et 100 kPa. Ceci amène naturellement à considérer l'existence d'une droite de Hvorslev, caractéristique des sols compactés, et qui confirmerait les diverses analogies



déjà observées avec les sols surconsolidés. Bien qu'une tendance à l'augmentation de l'angle de cette droite avec la succion soit observée, il semble nécessaire de disposer de davantage de points pour confirmer cet aspect des choses.

### VII-3 ECOULEMENT PLASTIQUE

Jusqu'à présent, on a déterminé la forme des surfaces de charge du sol compacté non saturé, qui séparent les zones pseudo-élastiques des zones élasto-plastiques (Figure VII-16). On a également présenté des résultats permettant de mettre en évidence l'évolution de la surface de charge avec la succion, qui définit l'écrouissage en succion. Il reste maintenant à considérer le dernier des trois aspects fondamentaux de la théorie de plasticité incrémentale avec écrouissage : la loi d'écoulement plastique qui, par définition, est liée à la fonction du potentiel plastique et définit dans l'espace de déformations la direction de l'incrément de déformations plastiques.

Selon la théorie de plasticité, quand la surface de charge est atteinte, le matériau sous chargement est en état d'écoulement plastique. En introduisant le potentiel plastique  $g$  qui dépend en général de l'état de contraintes  $\sigma_{ij}$ , de l'état de déformations plastiques  $\epsilon_{ij}^p$  et des paramètres d'écrouissage, la loi d'écoulement est définie de la façon suivante :

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{VII-5})$$

où  $d\lambda$  est un scalaire qui définit la longueur du vecteur d'incrément de déformation. On rappelle que si l'on prend une loi d'écoulement associée,  $g$  se confond avec la fonction de la surface de charge. Pour des raisons de simplicité, les lois d'écoulement associées sont souvent utilisées pour les métaux comme pour les sols; c'est le cas du modèle Cam-clay dont la surface de charge, qui se confond avec le potentiel plastique, est déduite directement de la loi d'écoulement qui provient du principe d'énergie dissipée. Mais les résultats expérimentaux obtenus au laboratoire ou in-situ sur les sols montrent souvent la nécessité d'utiliser une loi d'écoulement non associée.

Dans le cadre d'une modélisation élastoplastique, si l'on considère une loi d'écoulement non associée, il est nécessaire de trouver la fonction du rapport  $d\epsilon_v^p / d\epsilon_s^p$  permettant de déterminer le potentiel. C'est ce rapport qu'on considérera dans le prochain chapitre. Dans cette partie, on se limite à

exploiter, à priori, la relation entre le rapport  $d\epsilon_v^p / d\epsilon_s^p$  et le rapport de contraintes  $\eta$  à l'aide des essais en chemins radiaux, afin de vérifier l'hypothèse que  $d\epsilon_v^p / d\epsilon_s^p$  ne dépend que de  $\eta$ . A partir de là, les résultats des essais à contrainte de confinement constante seront exploités pour étudier la variation de la direction d'écoulement plastique en fonction de  $\eta$ .

### VII-3.1 Ecoulement plastique du limon de Jossigny à différentes succions

Comme il s'agit théoriquement de la déformation plastique, il est important avant tout d'avoir une technique permettant de déduire la déformation plastique de la déformation totale obtenue expérimentalement. Graham et al. (1983) ont exploité des résultats dans le plan  $p'-\epsilon_v$  et  $q-\epsilon_s$ , et ont proposé une méthode pour séparer les déformations élastiques des déformations plastiques (figure VII-17). Cette méthode a été par la suite adaptée par Azizi (1987), Moulin (1989) et Josseume et Azizi (1991).

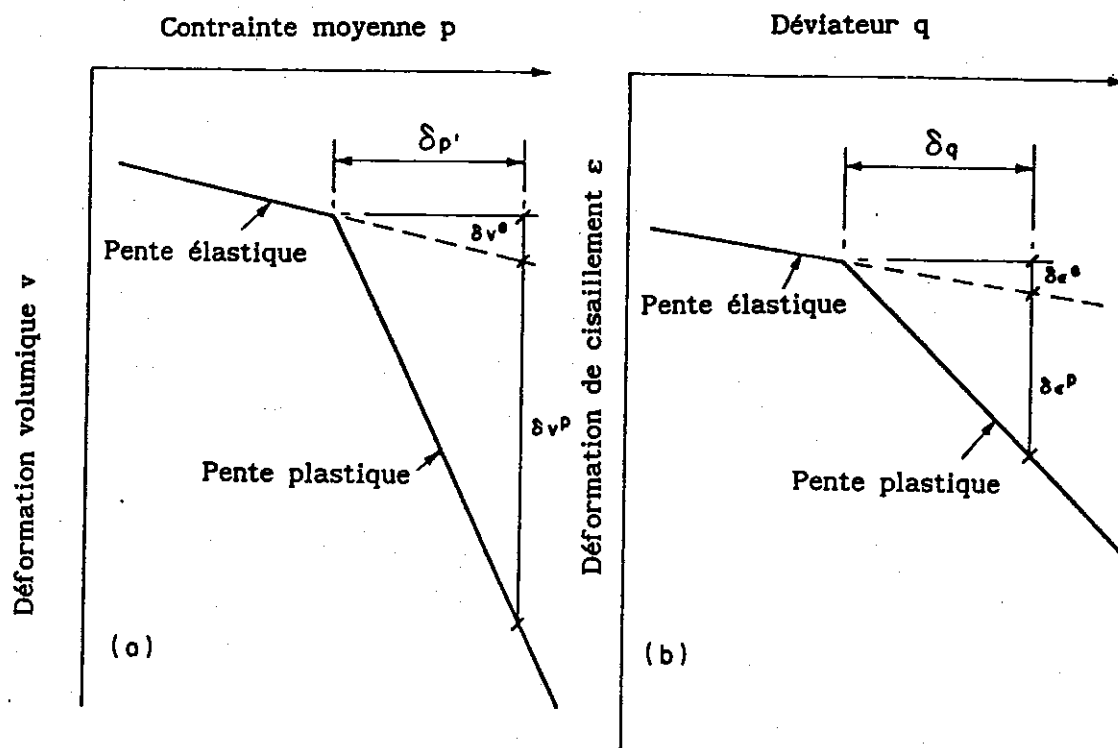


Figure VII-17 : Schéma du principe de détermination des déformations plastiques (Graham et al. 1983)

Dans le cas du limon de Jossigny, on a observé au chapitre VI dans les résultats des essais de consolidation que les déformations ( $\epsilon_v$  et  $\epsilon_s$ ) élastiques étaient faibles par rapport aux déformations plastiques. Par ailleurs, les résultats présentés, dans les plans  $q-\epsilon_s$  (annexe I) et  $\epsilon_v - \log p$  montrent que la détermination des paramètres élastiques (la pente de la courbe dans notre cas) était souvent délicate et incertaine. De ce fait, dans cette étude, à l'instar de Wong et Mitchell (1975), on négligera la partie élastique dans la déformation totale; en d'autres termes, on prend directement la déformation totale pour la déformation plastique.

### VII-3.1.1 Ecoulement plastique à $\eta$ constant

Sur les figures VII-18 et VII-19, on présente les variations de direction de l'incrément de déformations  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$  en fonction de la contrainte moyenne  $p$ , pour différentes suctions, lors des essais en chemins radiaux. Sur la figure VII-18, on a reporté, pour  $s = 200$  kPa, les points expérimentaux déduits des courbes de variations volumique sans lissage, comparé aux points à  $s = 1500$  kPa, où on a utilisé une expression polynomiale des variations de volume pour le calcul de  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$ .

Il est intéressant de constater que pour un rapport  $\eta$  donné, quelque soit la succion, l'écoulement plastique suit globalement la même direction : le rapport  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$  est pris approximativement égal à 2 d'après les résultats à  $\eta = 0,5$  ( $\eta = d\epsilon_s / d\epsilon_v$ ) et à  $s = 200$  et 1500 kPa, et à 1 pour  $\eta = 1$  et pour les 4 essais à  $s = 200, 400, 800$  et 1500 kPa. Cette constatation montre que, pour un sol compacté non saturé, la direction d'écoulement plastique ne dépend que de  $\eta$ , quelque soit la valeur de la succion.

On s'aperçoit également qu'avant que le rapport  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$  ne se stabilise, il présente une phase décroissante importante avec l'augmentation de la contrainte, suivi d'une légère oscillation. Gens (1982) a assimilé cette décroissance à la modification de la structure du sol. Selon lui, l'augmentation de la contrainte détruit progressivement la structure du sol jusqu'au moment où le sol entre dans l'état normalement consolidé en suivant le

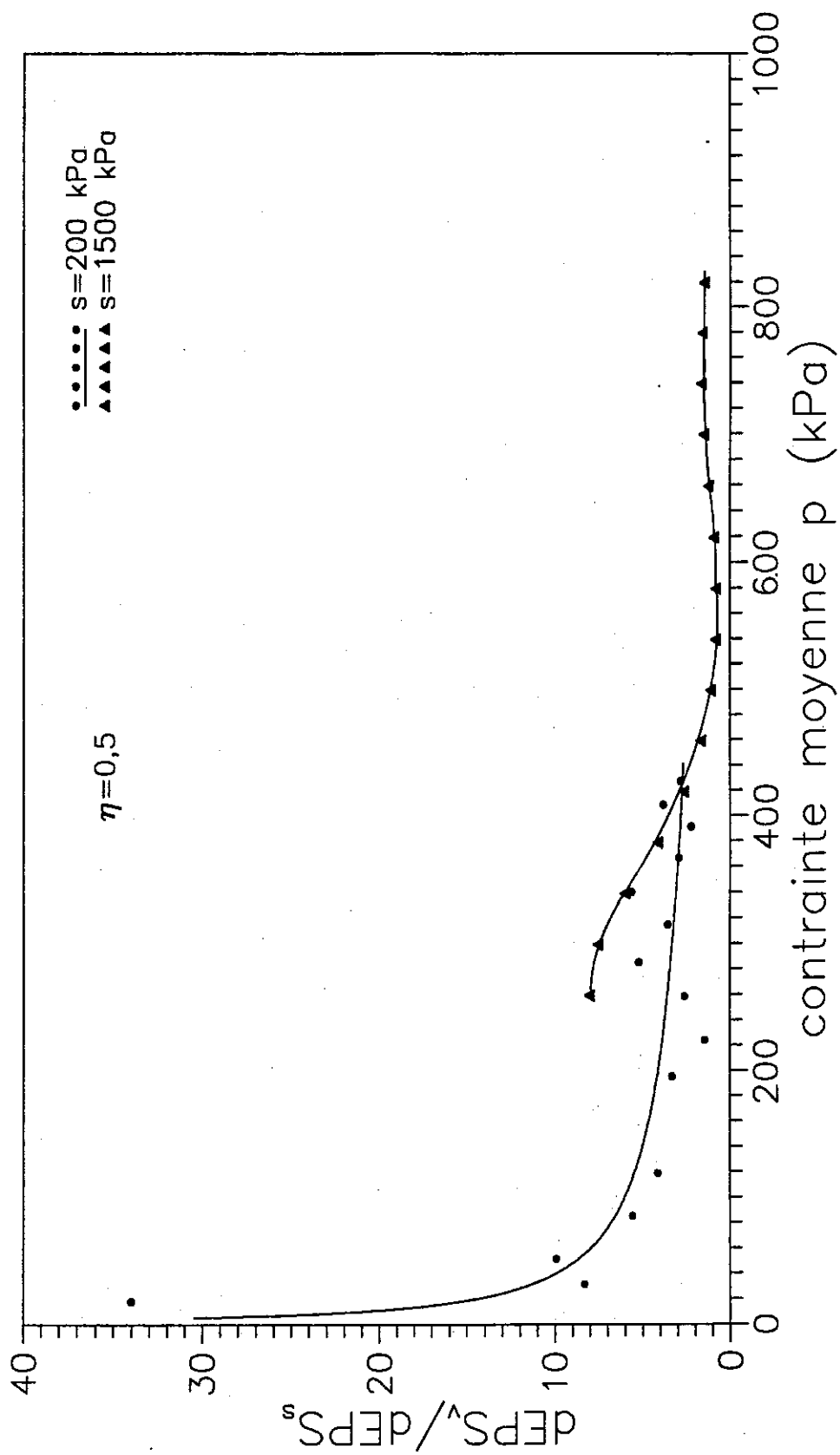


Figure VII-18 : Variations de la direction de l'incrément de déformations en fonction de la contrainte moyenne lorsque  $\eta = 0,5$

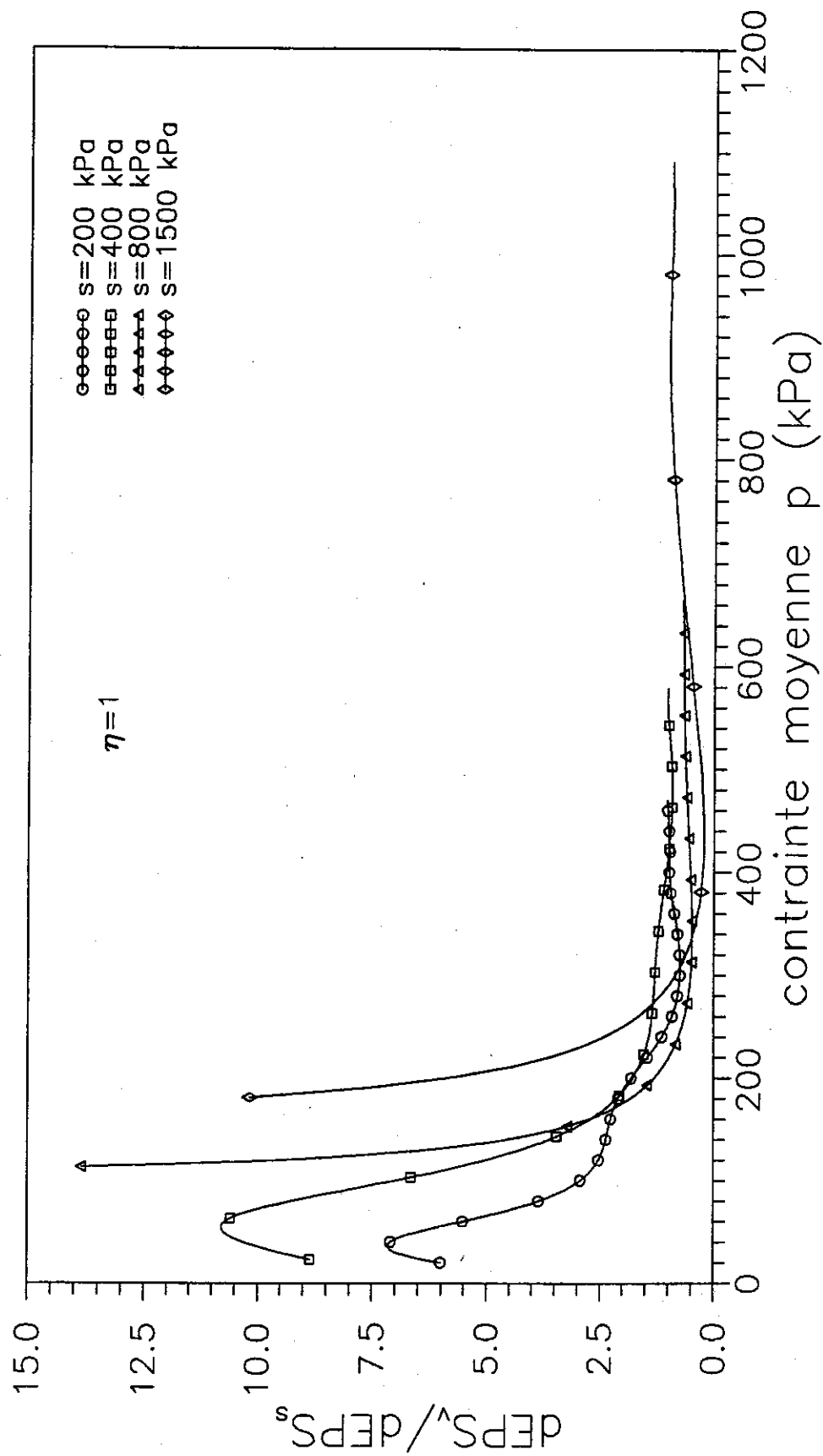


Figure VII-19 : Variations de la direction de l'incrément de déformations en fonction de la contrainte moyenne lorsque  $\eta = 1$

chemin de contrainte imposé. La bonne correspondance entre le chemin de contrainte et les directions d'écoulement plastique dans notre cas, confirme bien son explication. Du fait que la succion n'influence pas la direction d'écoulement plastique après la modification de la structure initiale du sol, on peut supposer raisonnablement que l'effet de la succion sur les propriétés du sol est isotrope.

#### VI-3.1.2 Ecoulement plastique à $\eta$ variable

On a montré dans la partie précédente que la direction de l'écoulement plastique était indépendante de la succion. Il est question maintenant de vérifier expérimentalement s'il existe d'autres paramètres influençant la direction d'écoulement plastique, le chemin de contraintes suivi par exemple.

Sur la figure VII-20, on reporte les résultats des deux essais à  $\sigma_3$  constant sur des échantillons à succion nulle dans le plan  $d\epsilon_v/d\epsilon_s - \eta$  : on obtient des relations linéaires, à relier à l'état normalement consolidé évoqué précédemment. De plus, les deux droites sont très proches l'une de l'autre. Cela est en bon accord avec l'hypothèse faite dans le modèle de Nova-Wood (1979). L'équation empirique de ces deux droites peut être exprimée approximativement par :

$$\frac{d\epsilon_s}{d\epsilon_v} = \frac{0,5}{1,25 - \eta}$$

C'est bien la forme de la formule prise par Nova-Wood dans leur modèle permettant de décrire le comportement du sable.

A première vue, il semble que le classement des courbes soit inattendu : plus  $\sigma_3$  est grand, plus le sol est contractant, et par conséquent plus  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$  devrait être grand. De ce fait on a l'impression intuitivement que la droite correspondant à  $\sigma_3 = 100$  kPa devrait se situer au dessus de celle correspondant à  $\sigma_3 = 50$  kPa. Si l'on regarde en détail, on peut remarquer que dans notre cas à un  $\eta$  donné (1,2 sur la figure VII-21), la valeur de  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$  pour une contrainte de confinement plus élevée correspond à une déformation axiale  $\epsilon_s$  plus grande; c'est pourquoi on observe que la valeur de  $d\epsilon_v/d\epsilon_s$  est d'autant plus petite que

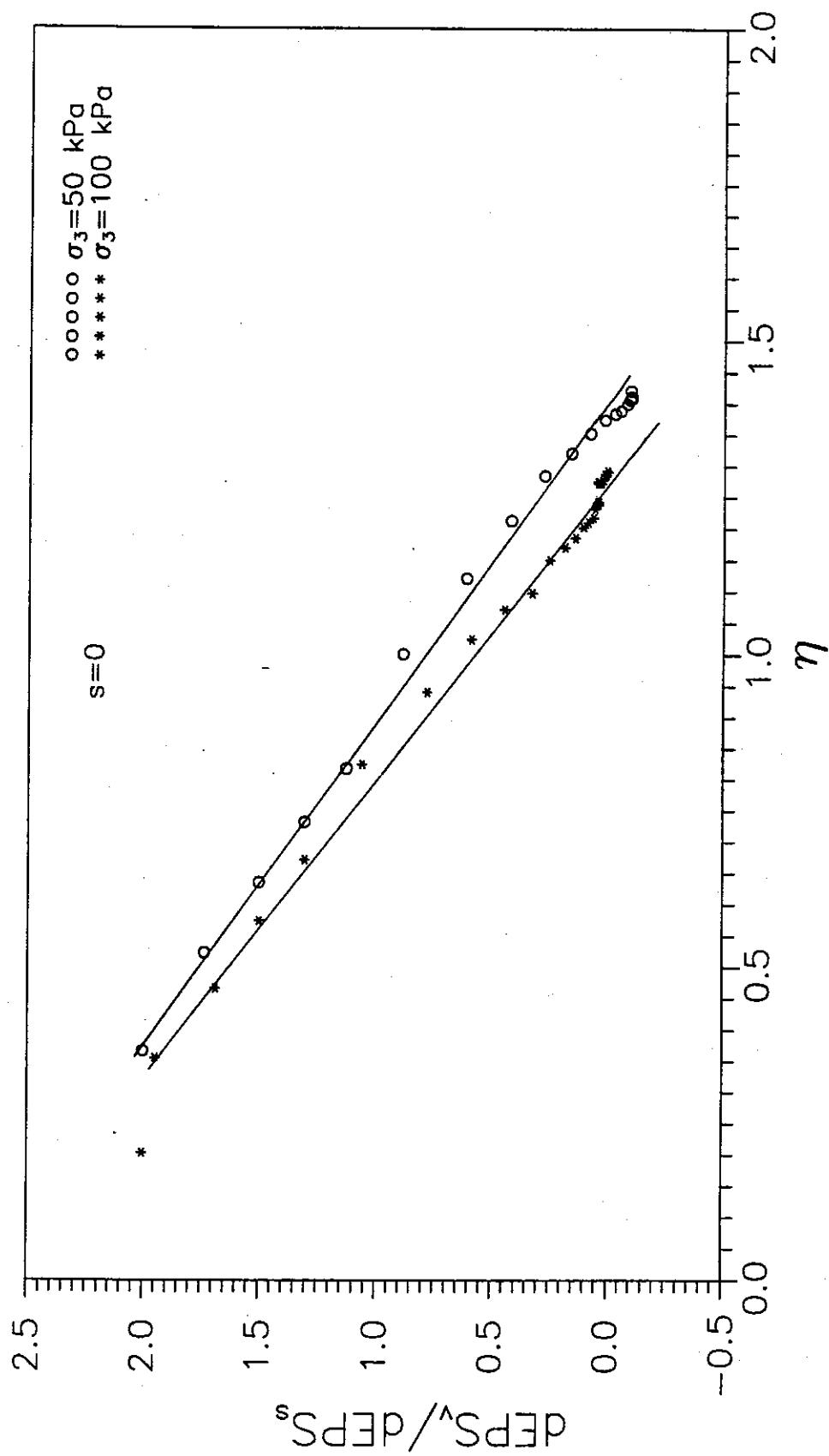


Figure VII-20 : Variations de la direction de l'incrément de déformations en fonction du rapport de contraintes  $\eta$  à succion nulle



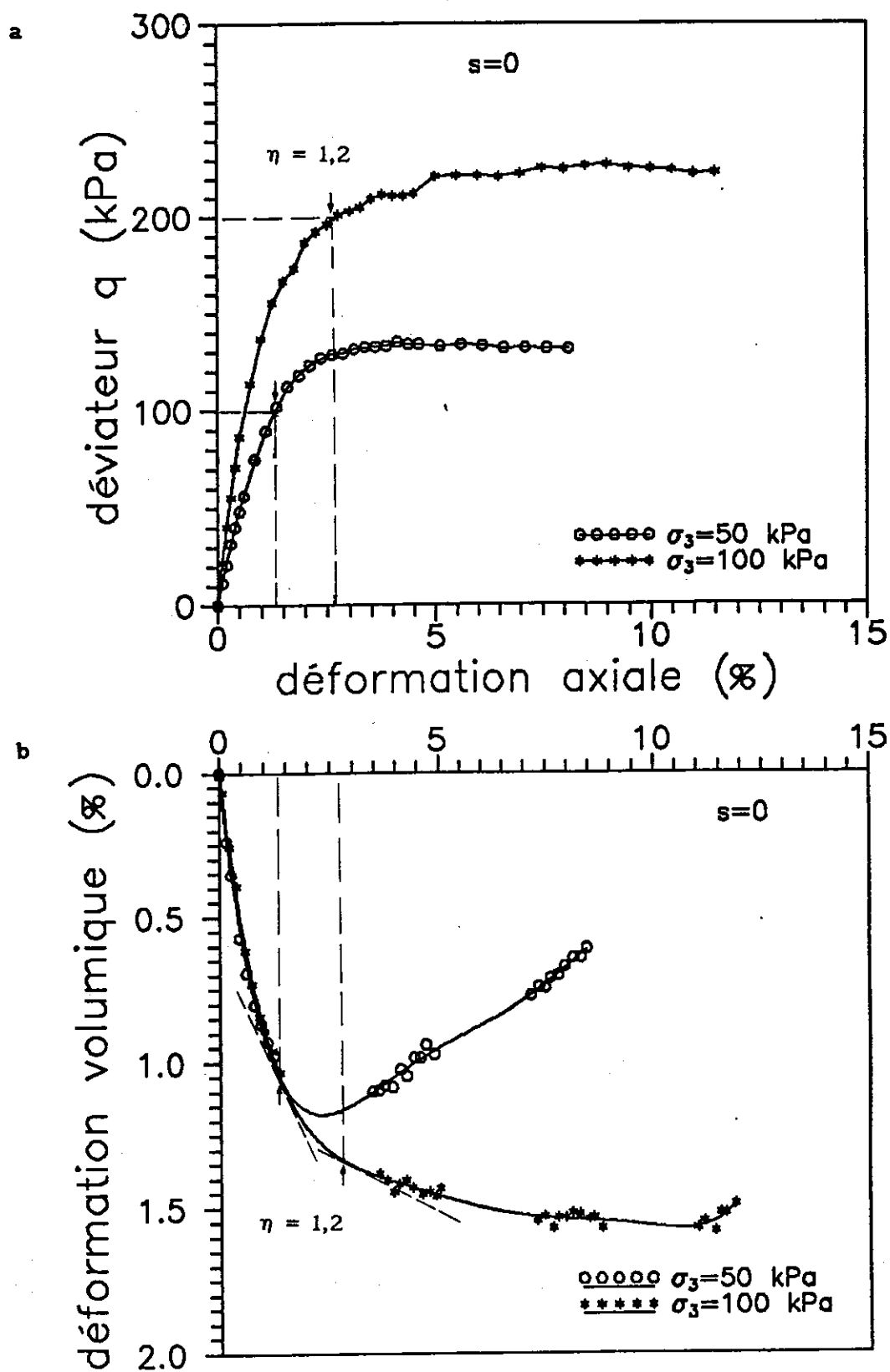


Figure VII-21 : Courbes de cisaillement à succion nulle

a) effort-déformation    b) variations volumiques

$\sigma_3$  est élevé.

La même tendance est observée sur la figure VII-22 sur laquelle sont présentés les résultats pour les essais à succion égale à 1500 kPa : cette fois-ci il ne s'agit plus de droites : à l'exception de  $\sigma_3 = 50$  kPa, ces courbes sont analogues à des courbes de compressibilité de sols surconsolidés : il y a une partie de chaque courbe dans laquelle  $de_v/de_s$  varie peu avec  $\eta$ , et une partie pour laquelle la variation est bien plus importante. Ces deux parties pratiquement linéaires sont séparées sur chaque courbe par un point correspondant à la plus grande courbure. Si l'on considère les valeurs de  $p$  et  $q$  à ces points, on retrouve en fait les valeurs correspondant aux surfaces de charge déterminées précédemment. Les résultats pour 200, 400 et 800 kPa de succion (annexe II) confirment cette observation. Pour l'étude de la direction d'écoulement plastique, c'est la deuxième partie linéaire qui sera prise en considération.

Afin de s'affranchir de l'effet du chemin de contrainte, on présente en figure VII-23 les résultats obtenus avec des essais sous le même chemin de contrainte ( $\sigma_3 = 50$  kPa) à différentes suctions. A l'exception de l'essai à succion nulle, il semble que les variations de  $de_v/de_s$  soient légèrement plus dépendantes de la succion que dans le cas des essais en chemins radiaux où l'indépendance était plus évidente. Le même phénomène est observé sur les autres courbes de ce type. L'assimilation des courbes à deux droites décrite précédemment pour  $s = 1500$  kPa est très évidente pour  $s = 800$  kPa, et moins apparente pour les autres suctions. Les variations finales des courbes correspondent au comportement post-pic et ne sont pas prises en compte.

### VII-3.1.3 Influence des chemins de contraintes sur la direction de l'écoulement plastique

Jusqu'à présent, on a vu que  $de_v/de_s$  est fonction de  $\eta$  et raisonnablement indépendant de la succion. On regarde maintenant l'effet du chemin de contraintes.

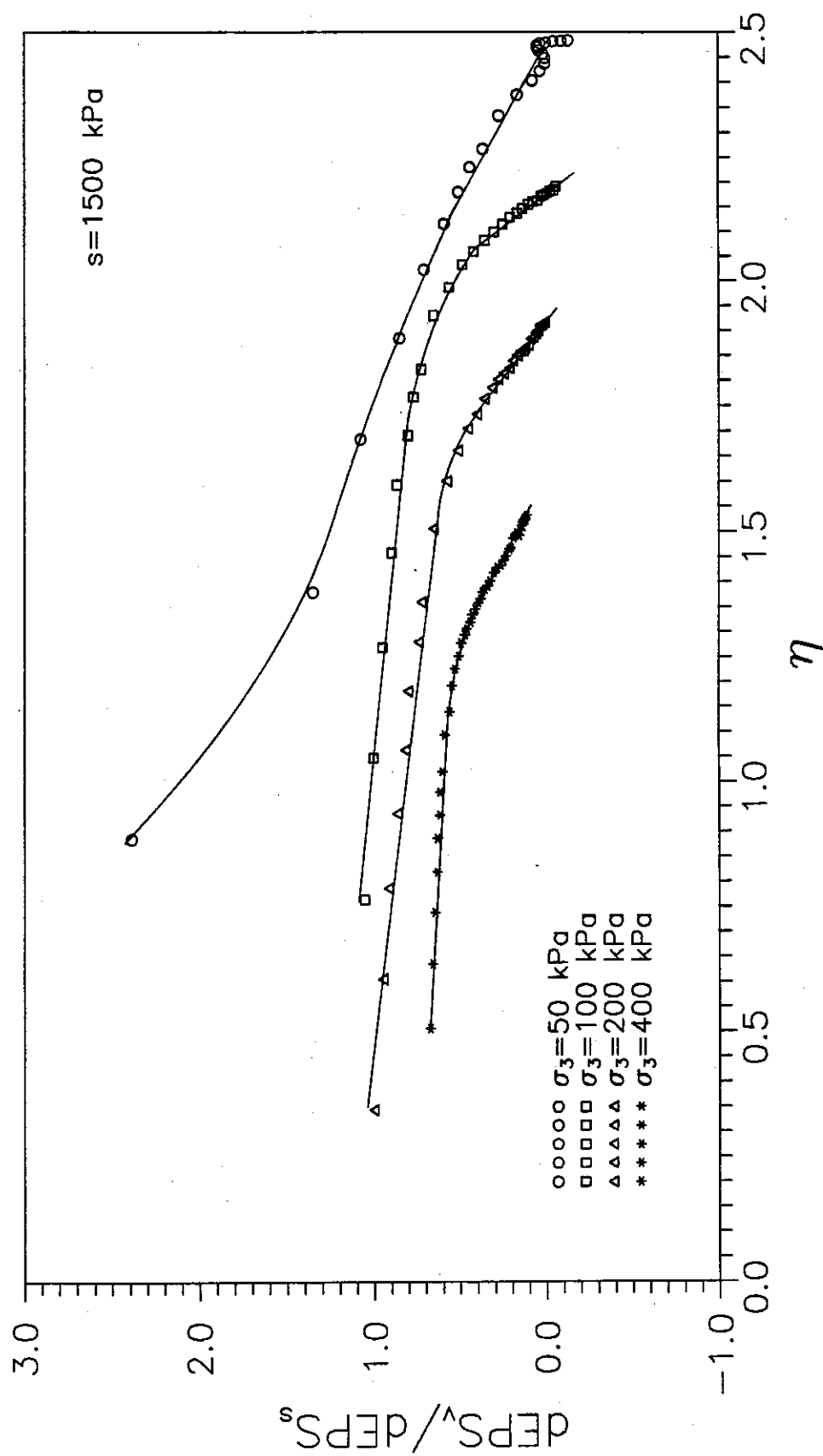


Figure VII-22 : Variations de la direction de l'incrément de déformations en fonction du rapport de contraintes à  $s = 1500$  kPa

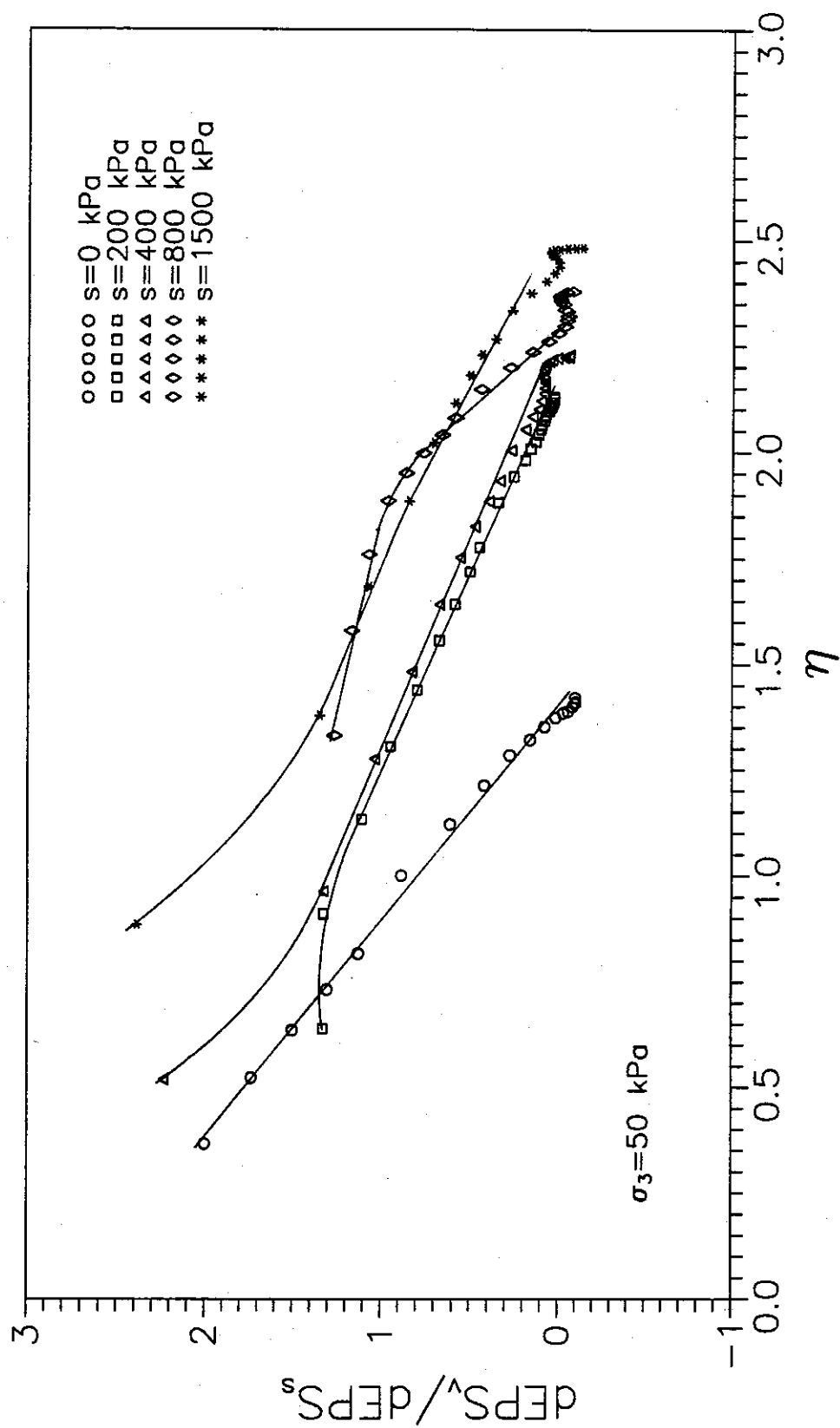


Figure VII-23 : Variations de la direction de l'incrément de déformations en fonction

La méthode usuelle pour cette étude consiste à comparer les directions d'écoulement plastique, à un point donné de la surface de charge, en suivant les différents chemins de contraintes qui mènent vers ce point. Compte tenu de l'incertitude sur la détermination des surfaces de charge, et du fait que la déformation élastique est négligeable devant la déformation plastique, l'étude est menée de la façon suivante : les valeurs expérimentales de  $dc_v/dc_s$  à tous les points possibles de croisement des différents chemins de contraintes aux différentes suctions sont prises en considération (figure VII-24). Les résultats sont assemblés au tableau VII-2, qui précise également la position du point considéré par rapport aux surfaces de charge correspondantes, d'après la figure VII-16.

On observe que les correspondances sont mauvaises quand les points sont à l'intérieur des domaines élastiques, et satisfaisantes (à l'exception du n°2 à  $s = 200$  kPa) pour les points situés dans les zones plastiques.

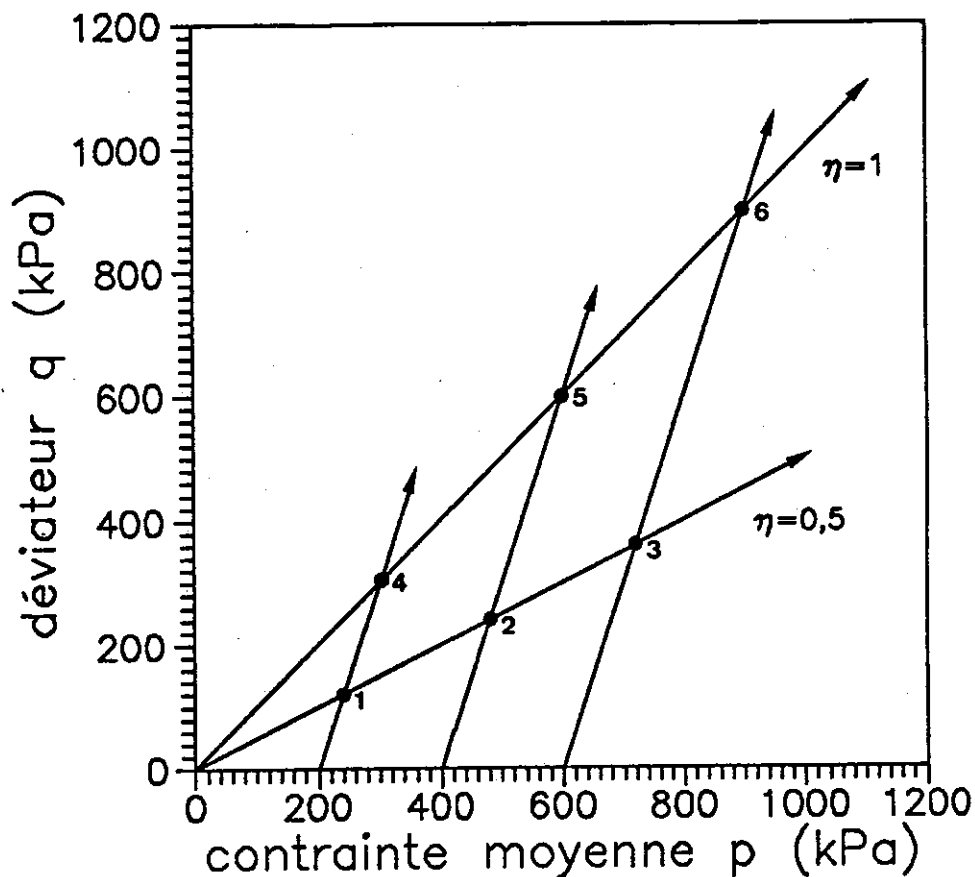


Figure VII-24 : Points considérés

Tableau VII-2

Direction d'écoulement plastique en différents chemins de contraintes

point n°	succion (kPa)	$d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ (1) *	$d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ (2) **	position
1	200	0,85	4,00	élastique
	1500	1,00	7,14	élastique
2	200	1,05	0,30	plastique
	1500	0,66	1,23	élastique
3	200	1,17	-	plastique
4	200	0,76	0,74	plastique
	400	0,46	1,28	élastique
	800	0,70	0,5	élastique
	1500	0,85	0,78	élastique
5	200	0,55	-	plastique
	400	0,55	-	plastique
	800	0,68	0,67	plastique
	1500	0,59	0,53	élastique
6	200	0,44	-	plastique
	400	0,48	-	plastique

N.B : \* chemin en  $\sigma_3$  constant, \*\* chemin en  $\eta$  constant

## VII-3.2 Mise en évidence de la condition de non-normalité

Sur les figures VII-25, VII-26, VII-27 et VII-28, on reporte les surfaces de charge à différentes succions, et on trace les vecteurs d'incrément de déformations aux limites élastiques définies précédemment pour les différents chemins de contraintes suivis. Malgré l'existence de diverses incertitudes sur la détermination des surfaces de charge et des vecteurs représentant les

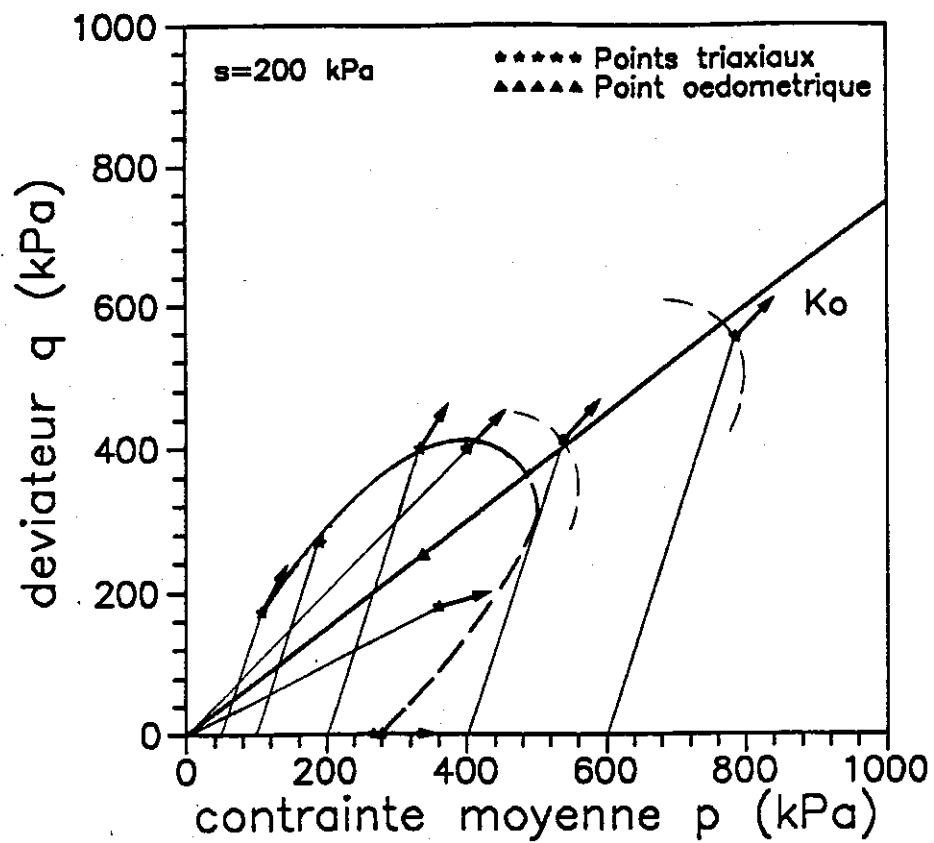


Figure VII-25 : Surface de charge avec les vecteurs de l'incrément de déformations à  $s = 200$  kPa

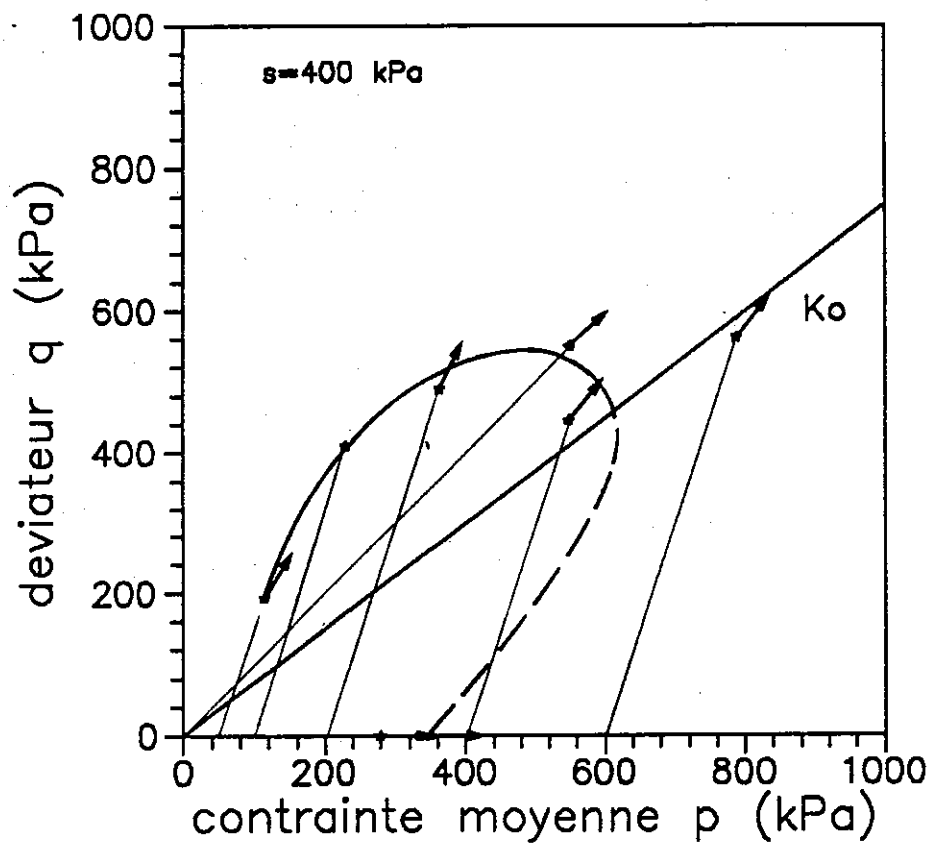


Figure VII-26 : Surface de charge avec les vecteurs de l'incrément de déformations à  $s = 400$  kPa

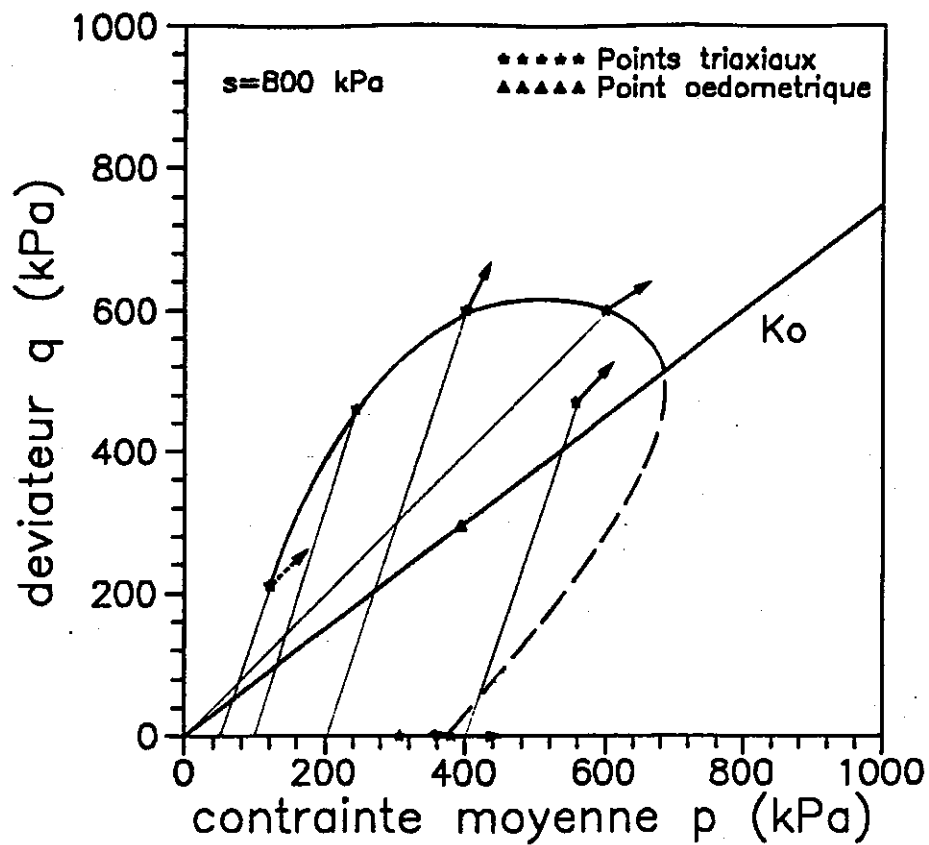


Figure VII-27 : Surface de charge avec les vecteurs de l'incrément de déformations à  $s = 800$  kPa

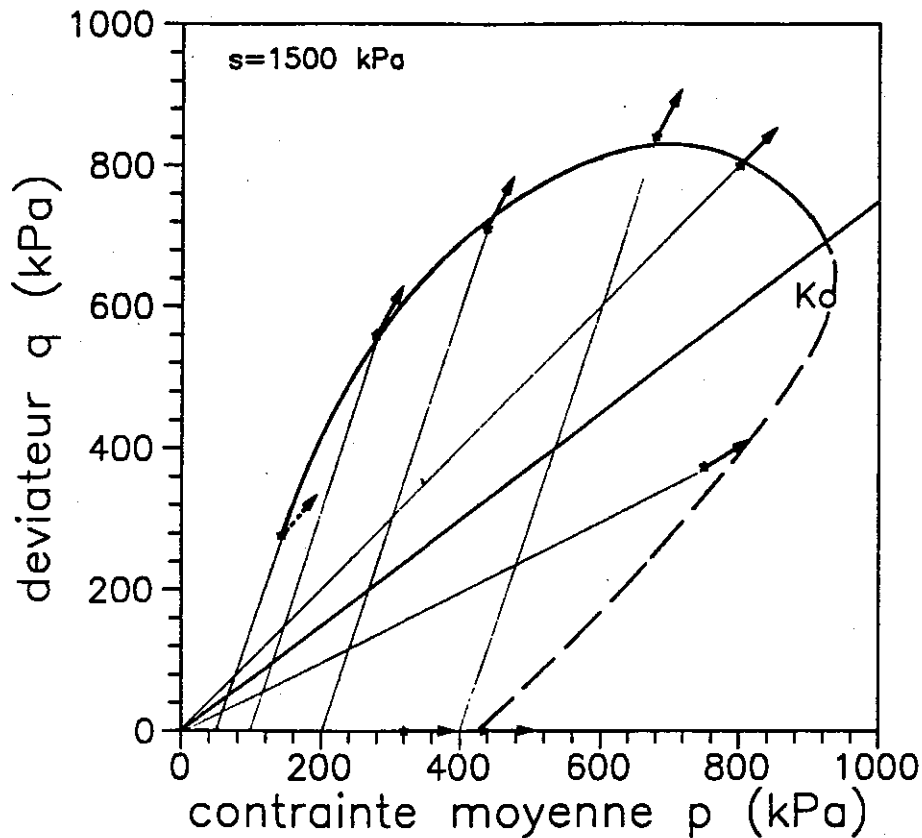


Figure VII-28 : Surface de charge avec les vecteurs de l'incrément de déformations à  $s = 1500$  kPa



directions d'écoulement plastique, on observe sur les quatre figures correspondant aux diverses suctions, que la condition de normalité est infirmée et que, quelque soit la succion, les directions d'écoulement plastique sont toujours approximativement radiales.

Pour les surfaces de charge de 200 et 1500 kPa de succion, on observe le phénomène d'écrouissage en contraintes provoqué par l'application préalable des contraintes de confinement de 400 ou 600 kPa, et la direction d'écoulement plastique qui en résulte. A cet égard, un point important concerne la mobilisation respective des surfaces de charge par un écrouissage en contrainte ou en succion, car ceci conditionne la direction de l'écoulement plastique. La surface initiale du matériau est en effet définie par l'écrouissage en contrainte dû à l'application des contraintes pendant le compactage, et à l'application subséquente d'une succion que le matériau n'a jusqu'alors jamais connue. Quand cette surface de charge est atteinte pour la première fois par un certain trajet de chargement, on a montré que la direction de l'écoulement est radiale, quelque soit la valeur de la succion. En revanche, si la surface est déplacée par un écrouissage en contrainte, comme c'est le cas pour les deux points considérés ici, la condition radiale n'a plus de raison d'être respectée, et la figure le montre expérimentalement. Ceci est lié à l'évolution décroissante du rapport  $d\epsilon_v / d\epsilon_s$  dans la zone plastique observée sur les figures VII-20 et VII-22, qui montre que l'écrouissage en contrainte favorise la dilatance. Ainsi, comme le montre les résultats expérimentaux, la condition radiale n'est plus vérifiée, et le vecteur de la direction de l'écoulement tourne dans le sens trigonométrique.

Un certain nombre d'anomalies sont à signaler dans les figures VII-26 (point à  $\sigma_3 = 400$  kPa) et VII-27 (point à  $\sigma_3 = 400$  kPa) concernant la position des points, et dans les figures VII-27 (point à  $\sigma_3 = 50$  kPa) et VII-28 (point à  $\sigma_3 = 50$  kPa) concernant l'orientation des vecteurs. Elles demanderaient des vérifications complémentaires, étant entendu qu'une détermination satisfaisante des surfaces de charge considérées ici devrait s'appuyer sur de nombreux autres essais.

On note que les vecteurs obtenus avec des essais de consolidation isotrope sont tracés parallèles à l'axe  $p$ . Vu les propriétés d'anisotropie du matériau (chapitre VI), la consolidation produit toujours une légère déformation de cisaillement. Mais cette déformation est assez faible pour qu'on puisse la négliger.

#### VII-4 CONCLUSION

L'étude bibliographique sur le critère de plasticité des sols naturels généralement structurés a montré qu'il était difficile de trouver un critère qui s'adapte à tous les cas, et que pour un matériau donné, il était nécessaire, avant la prise en compte d'un critère définitif, de présenter systématiquement les résultats dans les plans  $q-\epsilon_s$ ,  $p-\epsilon_v$  et  $\eta-W$ , afin de choisir une présentation où la plastification est la plus marquée. On note que l'utilisation d'un critère basé sur l'énergie dissipée permet de s'affranchir de l'influence des chemins de contraintes.

Dans notre cas, pour les essais de consolidation isotrope et de cisaillement à  $\sigma_3$  constant, on a choisi un critère basé sur la variation de volume en utilisant le plan  $\epsilon_v - \log p$ . Les limites élastiques ainsi déterminées sont en général en bonne correspondance avec celles déterminées dans les plans  $q - \epsilon_a$  et  $\eta - W$ . En revanche, pour les essais en chemins radiaux, l'utilisation de la variation de direction de l'incrément de déformation semble la plus adéquate.

Les surfaces de charge déterminées à différentes suctions ont permis de mettre clairement en évidence l'anisotropie induite par le champ de contraintes caractéristique du compactage, et l'écrouissage en succion d'autre part. Les surfaces de charge déterminées sont approximativement des ellipses dont les grands axes sont proches de la droite  $K_0$ , avec probablement une zone limitée par une surface de Hvorslev dont l'évolution avec la succion devrait être approfondie.

L'étude de l'écoulement plastique du matériau a montré que la loi d'écoulement est non associée, et que le potentiel plastique est indépendant de

la succion et du chemin de contraintes, et fonction uniquement du rapport de contraintes  $\eta$ . L'orientation du vecteur de l'incrément de déformations plastiques est radiale lors de la première rencontre, au cours d'un chargement, avec la surface de charge, quelque soit la succion. Ensuite, l'écrouissage en contrainte engendre une rotation dans le sens trigonométrique, montrant un développement de la déformation de cisaillement plus important.

## CHAPITRE VIII

### REFLEXION SUR LA MODELISATION



## VIII-1 INTRODUCTION

Les résultats expérimentaux à succion contrôlée des deux chapitres précédents ont permis d'améliorer la connaissance du comportement du limon de Jossigny dans un cadre élastoplastique. Avant d'aborder la modélisation qui fait l'objet de ce chapitre, on résume rapidement les points essentiels découlant des chapitres précédents :

a) la succion augmente la résistance au cisaillement et la rigidité du sol. Dans la gamme de succion considérée, la cohésion apparente croît linéairement avec la succion; l'angle de frottement, quant à lui, augmente jusqu'à une certaine valeur de succion (400 kPa dans notre cas), et il semble ensuite indépendant de la succion ;

b) le fait que la succion diminue la compressibilité du sol a été à nouveau confirmé à l'oedomètre comme au triaxial ;

c) dans les essais de compression à succion contrôlée, on a remarqué que le drainage du sol se déroule d'autant plus facilement que la succion est élevée ;

d) au remouillage, sous un état de contraintes anisotrope (à l'oedomètre) ou isotrope (au triaxial), le sol compacté subit un effondrement d'autant plus marqué que la succion initiale est élevée;

e) les surfaces de charge à différentes succions de ce limon compacté s'avèrent, au niveau de l'allure, analogues aux surfaces de charge des sols naturels structurés : elles semblent approximativement symétriques par rapport à la droite  $K_0$ . Par ailleurs, les surfaces déterminées sont approximativement elliptiques, et mettent bien en évidence un écrouissage en succion ;

f) la succion n'influence pas la direction de l'incrément de déformations plastiques, qui dépend uniquement du rapport de contraintes  $\eta$ . Approximativement, cette direction en un point donné sur les surfaces de charge coïncide avec le rayon dans le plan  $\epsilon_s^p - \epsilon_v^p$  superposé avec le plan q-p, lorsque

la surface de charge définie par l'application des contraintes de compactage puis de la succion est atteinte pour la première fois lors d'un chargement.

Il est à noter qu'à part la loi d'écrouissage en succion, on dispose pratiquement de tous les éléments pour appliquer la théorie de plasticité à nos résultats. Mais on rappelle tout de même l'incertitude sur la détermination des surfaces de charge, et le fait qu'on a négligé la partie de déformation élastique dans l'étude de la direction d'écoulement plastique. Le modèle de comportement proposé ici, basé sur ces hypothèses, reste donc à améliorer ou à modifier au fur et à mesure de l'acquisition de nouvelles données dans le cadre d'une procédure de validation.

On commencera ce chapitre par un bref rappel de la théorie de la plasticité incrémentale. On parlera ensuite de l'évolution de la modélisation du comportement des sols non-saturés. Puis on se concentrera sur le modèle d'Alonso et Gens qui semble le plus adéquat à l'heure actuelle, et qui sera aussi la base du modèle proposé.

## VIII-2 RAPPEL DE LA THEORIE DE LA PLASTICITE INCREMENTALE

La théorie de la plasticité incrémentale permettant de développer une relation incrémentale entre la contrainte et la déformation est basée sur les trois hypothèses fondamentales suivantes :

- 1) existence et évolution des surfaces de charge ;
- 2) existence d'une loi d'écrouissage permettant de décrire l'évolution des surfaces de charge ;
- 3) existence d'une loi d'écoulement plastique qui spécifie la forme générale de la relation contraintes-déformations.

Par ailleurs, la déformation totale est supposée d'être constituée de deux parties séparables : les parties élastique et plastique :

$$d \varepsilon_{ij} = d \varepsilon_{ij}^e + d \varepsilon_{ij}^p \quad (\text{VIII-1})$$

La partie élastique est donnée par la loi de Hooke :

$$d \varepsilon_{ij}^e = D_{ijkl} d \sigma_{kl} \quad (\text{VIII-2})$$

où  $d \sigma_{kl}$  est l'incrément de contraintes et  $D_{ijkl}$  un tenseur de quatrième ordre. La partie plastique est supposée être linéairement liée à l'incrément de contraintes  $d \sigma_{ij}$  par l'intermédiaire d'une loi d'écoulement (voir l'équation VII-5) qui peut être réécrite sous la forme suivante :

$$d \varepsilon_{ij}^p = \frac{1}{H(\sigma_{ij}, E)} \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} : d \sigma_{ij} \right) \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{VIII-3})$$

où  $H$  est le module plastique,  $E$  définit les paramètres d'écrouissage,  $F$  le critère de plasticité ou l'expression de la surface de charge,  $g$  le potentiel plastique.

Dans la zone élastique,  $F(\sigma_{ij}, E) < 0$ , on a  $d \varepsilon_{ij}^p = 0$  ; dans la zone élastoplastique, lors d'un chargement on a :

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} : d \sigma_{ij} \geq 0 \quad \text{et donc } d \varepsilon_{ij}^p \geq 0$$

et au déchargement,

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} : d \sigma_{ij} < 0 \quad \text{donc } d \varepsilon_{ij}^p = 0$$

Suivant l'évolution de la surface de charge lors du chargement, il existe plusieurs lois d'écrouissage (Chen et al. 1990) : la loi d'écrouissage isotrope décrit l'expansion uniforme de la surface ; la loi d'écrouissage cinématique permet la translation, la rotation et la distorsion de la surface ; la loi d'écrouissage mixte est la combinaison des deux lois précédentes. On note que pour bien décrire la rotation de la surface de charge due à la consolidation anisotrope, il vaut mieux prendre une loi d'écrouissage mixte (Mroz et al. 1979, 1981, Pietruszczak et Mroz 1983, Banerjee et al. 1985), et que dans un premier temps, on se borne au choix d'une loi d'écrouissage isotrope.



### VIII-3 DEVELOPPEMENTS DANS LA MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES

La modélisation du comportement des sols saturés a fait l'objet de nombreux développements. Parmi les nombreux modèles proposés, on citera le modèle Cam-clay permettant de bien décrire le comportement des sols isotropiquement consolidés, et le modèle de Nova-Wood qui modélise bien le comportement de dilatance des sables. La réalisation de tous ces travaux est basée sur le concept de contraintes effectives de Terzaghi, valable pour les sols saturés, et qui considère la pression interstitielle de l'eau comme une contrainte neutre dont les variations n'influencent ni le changement de volume ni la résistance à la rupture. Grâce à ce principe, l'analyse des milieux biphasiques tels que les sols saturés avec présence de squelette et d'eau est transformée systématiquement en analyse de milieux monophasiques, avec un seul tenseur de contraintes, le tenseur de contraintes effectives. Cela facilite évidemment beaucoup les analyses théoriques et numériques. C'est la raison pour laquelle Bishop (1959) a tenté de faire une extension de ce concept au domaine de la non saturation en introduisant l'effet de la succion par un paramètre  $\chi$  compris entre 0 et 1, qui est fonction du degré de saturation :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad (\text{VIII-4})$$

Pour un sol sec, on a  $\chi = 0$ , pour un sol saturé,  $\chi = 1$ .

Ce concept a été mis en défaut par Jennings et Burland (1962) et Burland (1965). Ces auteurs ont remarqué que ce concept est en conflit avec le phénomène d'effondrement, typique des sols non saturés lors du remouillage. Par ailleurs, Blight (1967) a indiqué qu'il était difficile d'évaluer le paramètre  $\chi$  qui semble, selon ses résultats expérimentaux, dépendant non seulement du degré de saturation, mais aussi du chemin de contraintes, de la microstructure etc.. De ce fait, ce principe a été délaissé, et les recherches se sont orientées vers la prise en considération de la succion comme variable indépendante. Cette option a été proposée pour la première fois par Coleman (1962), qui a suggéré une équation fondamentale incrémentale exprimant la

relation entre la contrainte, la succion et la déformation :

$$d\epsilon_j = C_{1j} d(\sigma_3 - u_a) + C_{2j} d(\sigma_1 - \sigma_3) + C_{3j} d(u_a - u_w) \quad (\text{VIII-5})$$

où  $\epsilon_j$  est une composante de la déformation,  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  les contraintes principales dans les conditions triaxiales, et  $C_{1j}$ ,  $C_{2j}$ ,  $C_{3j}$  les coefficients dépendant de l'état de contraintes, de la teneur en eau, du degré de saturation etc..

Fredlund et al. (1978) et Fredlund (1979) ont pris cette idée en exprimant le critère de rupture de Mohr-Coulomb sous la forme suivante :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (\text{VIII-6})$$

où  $\tau$  est la résistance au cisaillement,  $c'$  et  $\phi'$  la cohésion effective et l'angle de frottement effectif respectivement qui se déterminent à l'état saturé,  $\phi^b$  l'angle de frottement correspondant à la variation de succion ( $u_a - u_w$ ). Mais peu de temps après, on a constaté la non linéarité entre  $\tau$  et  $u_a - u_w$  (Escario et Saez 1986, Fredlund et al. 1987).

Karube (1988) a repris l'idée du principe des contraintes effectives en considérant la succion comme étant une contrainte interne du sol. Il a essayé donc de rajouter l'effet de la succion dans les coefficients des équations, au lieu de prendre la succion pour une variable indépendante. Mais l'exploitation de ses résultats a prouvé que, dans les équations concernant la variation de volume et la variation de teneur en eau, il était indispensable de considérer la succion comme une variable indépendante.

Du point de vue des variations volumiques, la notion de surface d'état (Matyas et Radhakrishna 1968) a donné des résultats intéressants. Mais cette notion est dépendante du chemin de contraintes, puisqu'elle repose sur une condition de croissance monotone du degré de saturation.

Alonso et al. (1987, 1991) ont proposé pour la première fois un modèle élasto-plastique, qui permet en particulier de décrire quantitativement l'effet

de la succion (gonflement, effondrement et écrouissage), l'effet des contraintes, le couplage entre la succion et contrainte, et l'effet du chemin de contraintes. Le paragraphe qui suit est consacré à la présentation de ce modèle.

#### VIII-4 MODELE D'ALONSO, GENS ET JOSA (1990)

Le modèle d'Alonso, Gens et Josa considère la succion comme une variable indépendante, et se présente dans l'espace des contraintes habituel avec une dimension en plus : la succion. Aux chapitres précédents on a observé à quel point la succion influait le comportement des sols avec ses effets sur la compressibilité, la résistance etc ..., sans oublier le couplage induit avec les contraintes. On décrit ci-dessous l'introduction de l'effet de la succion dans la formulation mathématique du modèle d'Alonso et al..

##### VII-4.1 Surfaces de charge définies dans le plan $p-s$ , choix des paramètres d'écrouissage

La détermination des surfaces de charge dans le plan  $p-s$  (où  $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 - u_a$  est la contrainte moyenne "nette", et  $s = u_a - u_w$  la succion) est basée sur le fait que la succion diminue la compressibilité du sol, avec les hypothèses suivantes (figure VIII-1-a) :

1) les courbes de consolidation à une succion donnée (y compris la succion nulle), peuvent être idéalisées par deux droites caractérisées par deux pentes définies par  $\kappa(s)$  pour la partie surconsolidée et par  $\lambda(s)$  pour la partie normalement consolidée dans le plan  $v - \ln p$  ;

2)  $\kappa(s)$  est supposé indépendant de la succion, et  $\lambda(s)$  varie avec la succion de la façon suivante :

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[ (1-r) \exp(-\beta s) + r \right] \quad (\text{VIII-7})$$

où  $\lambda(0)$  est la pente à l'état saturé,  $r$  une constante liée à la rigidité maximale du sol quand la succion tend vers l'infini,  $\beta$  une constante qui

contrôle la vitesse d'augmentation de rigidité avec la succion.

3) en principe, à une succion donnée non nulle, la courbe de compressibilité (figure VIII-1-a) est à priori initialement en dessous de la courbe à l'état saturé; le chargement fait croiser cette courbe en un point, ensuite les deux courbes se séparent. Ce point de croisement est défini comme étant la démarcation entre la zone de gonflement et la zone d'effondrement : au remouillage, à gauche de ce point le sol présente un gonflement et à droite un effondrement. Le gonflement dû au remouillage est exprimé par :

$$dv_s = -\kappa_s \frac{ds}{s+p_{at}} \quad (\text{VIII-8})$$

où  $\kappa_s$  coefficient de compressibilité correspondant au changement de succion dans la zone élastique,  $p_{at}$  la pression atmosphérique.

A partir de ces hypothèses, Alonso et al. ont obtenu une équation exprimant la relation entre  $p_0^*$ , la pression de préconsolidation à l'état saturé, et  $p_0$  la pression de préconsolidation apparente à une succion donnée, qui est la suivante :

$$\left( \frac{p_0}{p_c} \right) = \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{[\lambda(0) - \kappa] / [\lambda(s) - \kappa]} \quad (\text{VIII-9})$$

où  $p_c$  est une contrainte de référence. Grâce à cette équation, l'aspect d'écrouissage pour les sols non saturés peut être décrit avec un seul paramètre d'écrouissage  $p_0^*$ . Cette équation définit en effet dans le plan  $p$ - $s$  une courbe nommée LC (Loading Collapse) (figure VIII-1-b), qui sépare la zone élastique à gauche de la zone élastoplastique à droite.

Quant à la surface de charge correspondant à la variation de succion, les auteurs ont, faute des résultats expérimentaux, proposé une expression simple :

$$s = s_0 = \text{constante}$$

où  $s_0$  est la succion maximale connu par le sol dans son histoire, et qui est

prise comme paramètre d'écrouissage en succion. Ainsi, la zone élastique est bien définie par la courbe LC et la droite  $s = s_0$  nommée SI (Suction Increase) (figure VIII-2).

#### VIII-4.2 Loi d'écrouissage et couplage entre SI et LC

A succion constante, la déformation volumique plastique est calculée par l'équation VIII-10 :

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (\text{VIII-10})$$

en reportant la relation VIII-9 dans l'équation VIII-10, on a

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (\text{VIII-11})$$

De façon similaire, pour la déformation due à la variation de succion, on a :

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} \quad (\text{VIII-12})$$

où  $\lambda_s$  est le coefficient de compressibilité dans la zone où  $s > s_0$ . Cette équation avec l'équation VIII-11 définissent le mouvement de SI et LC de façon indépendante. Pour introduire l'effet de couplage, Alonso et al. ont pris la déformation plastique totale,  $d\epsilon_v^p = d\epsilon_{vs}^p + d\epsilon_{vp}^p$ , pour le contrôle des deux paramètres d'écrouissage :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad (\text{VIII-13})$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (\text{VIII-14})$$

de cette manière, un déplacement de SI provoquant une déformation irréversible  $d\epsilon_{vs}^p$  déplace LC vers la droite, et réciproquement.

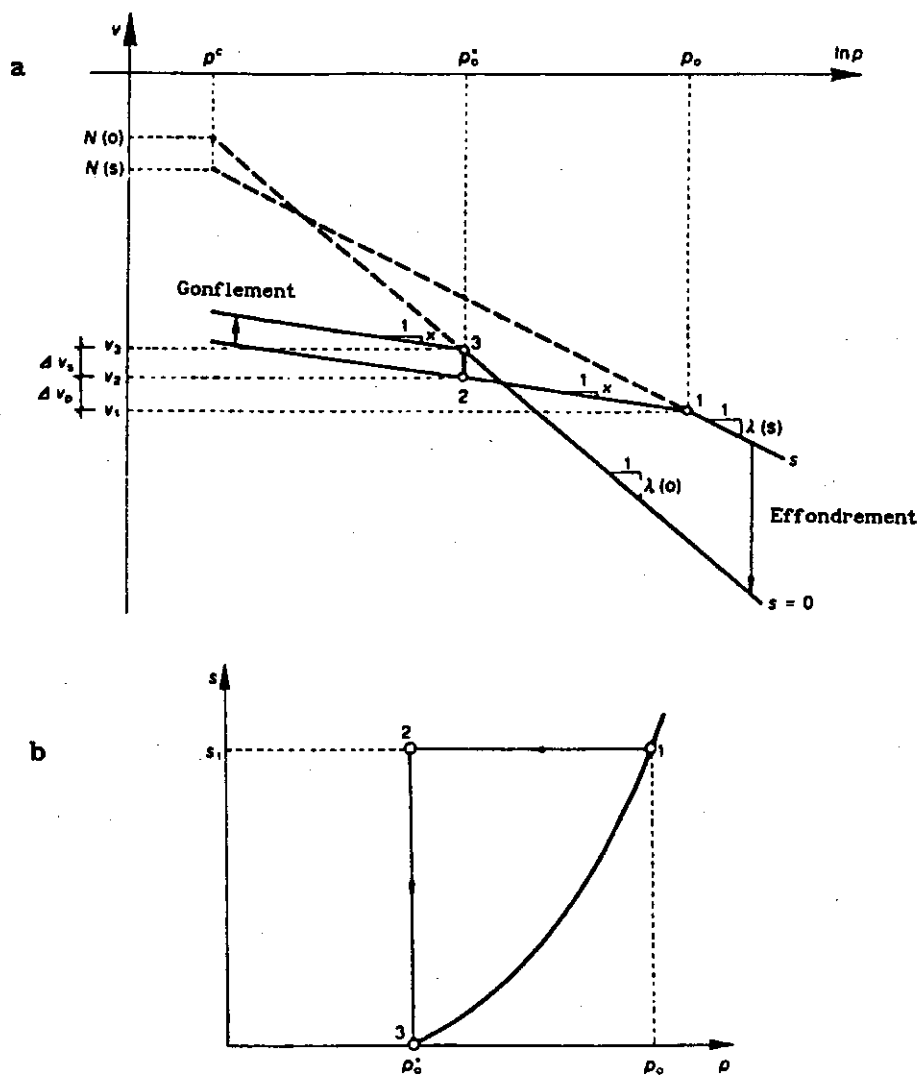


Figure VIII-1 : Relation entre les contraintes de préconsolidation  $p_0$  et  $p_0^*$   
a) courbes de compression en saturé et en non saturé  
b) chemins de contraintes dans le plan  $p$ - $s$  (Alonso et al. 1990)

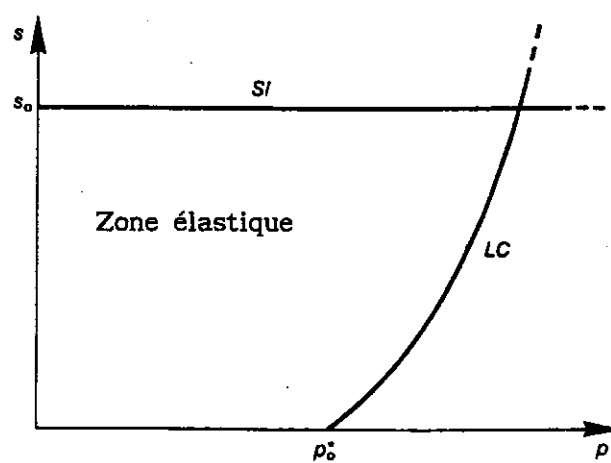


Figure VIII-2 : Surfaces de charge LC et SI (Alonso et al. 1990)

#### VIII-4.3 Extension du modèle à l'état de contraintes triaxial

Il est à noter que dans l'aspect déviatorique, la seule observation concernant l'effet de la succion est l'augmentation de la cohésion avec la succion. Et c'est la raison pour laquelle les auteurs ont fait des hypothèses jugées parfois fortes :

1) la succion augmente la cohésion de façon linéaire tout en maintenant constante la pente de la projection de la courbe d'état critique M :

$$p = - p_s = - k s \quad (\text{VIII-15})$$

où  $k$  est une constante. En supposant que la surface de charge dans le plan  $p$ - $q$  à une succion donnée est elliptique (figure VIII-3), on a facilement l'équation de cette surface :

$$q^2 - M^2 (p + p_s) (p_0 - p) = 0 \quad (\text{VIII-16})$$

La vue tridimensionnelle des surfaces de charge dans l'espace  $(p, q, s)$  est montrée sur la figure VIII-4.

2) en ce qui concerne la loi d'écoulement, les auteurs ont pris une loi non associée en utilisant un coefficient  $\alpha$  permettant d'avoir une bonne correspondance avec la valeur expérimentale de  $K_0$  qui est souvent sur-estimée :

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2 (2p + p_s - p_0)} \quad (\text{VIII-17})$$

où  $\alpha$  peut se déterminer en condition  $K_0$  avec  $K_0 = 1 - \sin \varphi' = (6 - 2M)/(6 + M)$ .

3) pour la déformation de cisaillement élastique, l'équation classique a été reprise :

$$d\epsilon_s^e = (1/3G) dq \quad (\text{VIII-18})$$

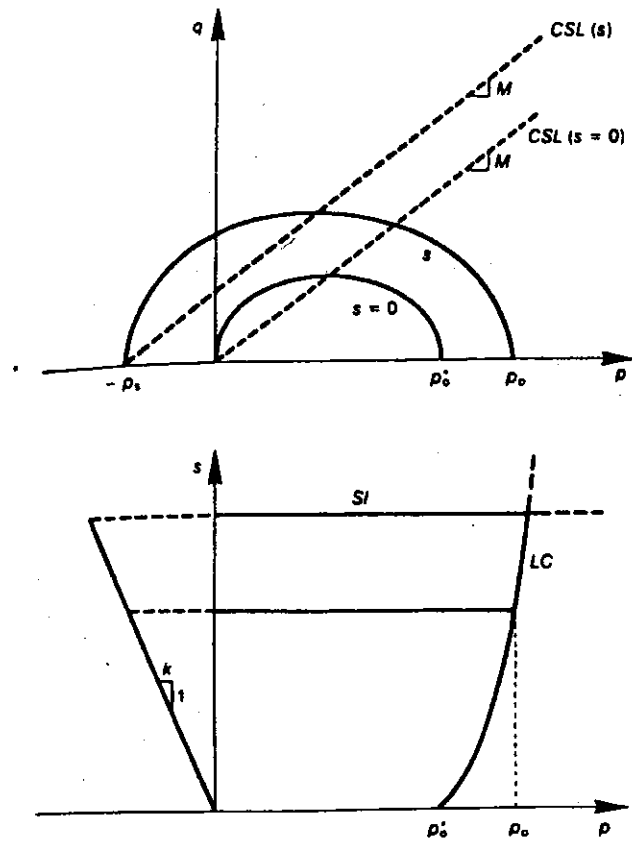


Figure VIII-3 : Surfaces de charge dans les plans  $p$ - $q$  et  $p$ - $s$   
(Alonso et al. 1990)

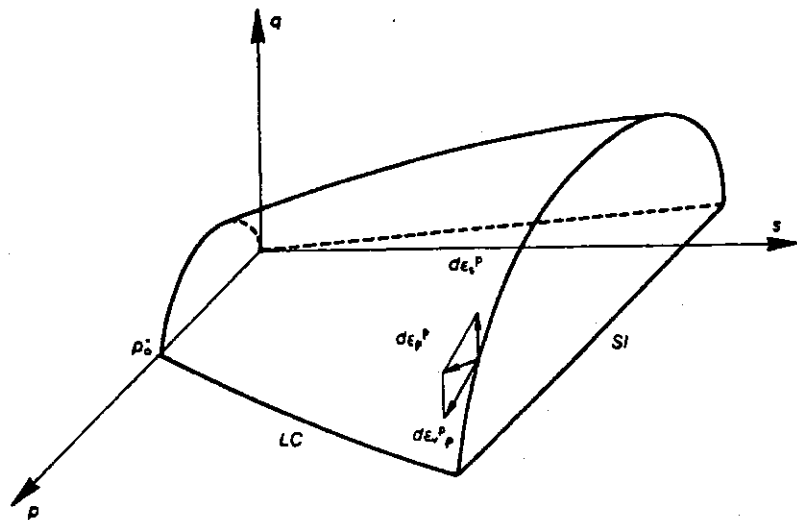


Figure VIII-4 : Surfaces de charge dans l'espace  $p$ - $q$ - $s$   
(Alonso et al. 1990)



#### VIII-4.4 Remarques

Ce modèle contient une dizaine de paramètres ( $p^c$ ,  $\lambda(0)$ ,  $\kappa$ ,  $r$ ,  $\beta$ ,  $\lambda_s$ ,  $\kappa_s$ ,  $G$ ,  $M$ ,  $k$ ) qui peuvent se déterminer avec des essais à succion contrôlée, dont les sept premiers, destinés à prédire le comportement des sols non saturés sous contraintes isotropes (ou oedométriques), sont basés sur d'assez nombreuses observations expérimentales, et soumis ensuite à la validation avec des essais bien orientés (Vicol 1990). Ce modèle décrit correctement la grande majorité des phénomènes observés pendant les expériences, tels que le faible gonflement, l'effondrement, l'écrouissage en succion, le couplage succion-contraintes etc.. Mais dans l'aspect déviatorique, vu le peu de résultats disponibles, il semble que l'acquisition de données expérimentales nouvelles soit en mesure de compléter et de préciser certaines hypothèses, à priori volontairement simplificatrices, en particulier en ce qui concerne la loi d'écoulement.

#### VIII-5 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU LIMON DE JOSSIGNY COMPACTE NON SATURE

A la lumière de la discussion sur le modèle d'Alonso et al. et des résultats obtenus dans notre étude avec différents essais à succion contrôlée, il paraît adéquat d'aborder dans un premier temps la partie concernant la modélisation du comportement des sols non saturés sous contraintes isotropes. A cet égard, on reprend les équations des surfaces de charge dans le plan  $p$ - $s$  et de la loi d'écrouissage. Il convient de signaler que pour les sols compactés on pourrait ne pas prendre en compte la déformation due au changement de succion, qui a en général effet négligeable sur la variation de volume d'un sol très dense (Cui 1989). Dans ce cas, le problème devient beaucoup plus simple, puisqu'on a deux paramètres ( $\kappa_s$ ,  $\lambda_s$ ) de moins, et donc la disparition de la surface de charge  $s = s_0$ . Le couplage SI - LC perd également son sens. Néanmoins, pour des raisons de généralité d'application du modèle, on ne fait pas ici cette simplification, malgré son intérêt évident. En tout cas, la formulation générale est valable dans ce cas en supposant que  $\kappa_s = 0$  et  $\lambda_s = 0$ , et que la valeur  $s_0$  tend vers l'infini.

L'effort principal sera orienté vers l'adaptation du modèle d'Alonso au comportement des sols structurés non saturés (compactés ou consolidés anisotropiquement ou naturels) à partir des résultats obtenus sur le limon de Jossigny compacté non saturé avec des essais à succion contrôlée.

#### VIII-5.1 Surfaces de charge dans le plan $p$ - $q$

Au chapitre précédent, on a présenté les surfaces de charge déterminées expérimentalement, ainsi que la direction de l'écoulement plastique. On se propose maintenant de donner une équation mathématique pour ce type de surfaces.

Généralement, si l'on admet une loi d'écoulement associée, la méthode pour formuler mathématiquement la surface de charge consiste à reprendre le potentiel plastique, à partir de la relation entre la direction d'écoulement plastique et les invariants de contraintes :

$$d\epsilon_s^P / d\epsilon_v^P = h(p, q, \varphi_1) \quad (\text{VIII-19})$$

où  $\varphi_1$  sont les divers paramètres intervenant. On note que pour les sols, les expériences montrent le plus souvent que  $d\epsilon_s^P / d\epsilon_v^P$  ne dépend que du rapport de contraintes  $\eta$ .

On peut aussi effectuer la formulation de la surface de charge à partir des résultats expérimentaux. Dans ce cas, comme  $q = \eta p$  (par définition),  $dq = \eta dp + p d\eta$ , et donc :

$$dq/dp = \frac{p}{dp} d\eta + \eta \quad (\text{VIII-20})$$

L'équation VIII-20 montre que si l'on trouve l'expression pour  $dq/dp$ , par de simples opérations mathématiques (intégration), on obtient facilement l'expression de la surface de charge. Wong et Mitchell (1975) ont remarqué que pour leur argile sensible cimentée, la différence d'orientation entre la direction d'écoulement plastique et la normale à la surface de charge en un point donné était une constante, on a ainsi :

$$-\frac{dp}{dq} = \frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_v^p} - c = \frac{1}{\psi} \quad (\text{VIII-21})$$

avec une fonction  $d\epsilon_s^p / d\epsilon_v^p$  déterminée expérimentalement, ils ont sans peine l'équation :

$$\ln p/p_0 + \int_0^\eta \frac{d\eta}{\psi + \eta} = 0 \quad (\text{VIII-22})$$

où  $p_0$  est la pression de préconsolidation isotrope. Cette observation est comparable au choix d'Alonso et al. pour la loi d'écoulement. En effet, la loi d'écoulement choisie par Alonso et al. peut s'écrire de la façon suivante :

$$-\alpha \frac{dp}{dq} = \frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_v^p} \quad (\text{VIII-23})$$

De façon plus générale, la formulation se fait à partir de la surface expérimentale elle-même. Yasufuku et al. (1991) ont remarqué, en travaillant sur le sable Aio consolidé anisotropiquement, que le terme  $dq/dp$  n'est fonction que de  $\eta$  :

$$dq/dp = G(\eta, \alpha) \quad (\text{VIII-24})$$

où  $\alpha$  est une constante qui prend la valeur de  $\eta$  quand  $dq/dp$  est infini, au point où la surface de charge a une tangente verticale. Cette équation peut, selon leurs résultats, s'exprimer approximativement par une hyperbole :

$$dq/dp = \frac{(\eta - \alpha) \eta - (N - \alpha)N}{(\eta - \alpha)} \quad \text{pour } |N| > |\alpha| \quad (\text{VIII-25})$$

où  $N = \eta|_{dq/dp = 0}$

En reportant l'équation VIII-25 dans l'équation (VIII-20), ils ont obtenu la fonction de la surface de charge suivante :

$$f = (\eta - \alpha)^2 + 2 N (N - \alpha) \ln p/p_0 = 0 \quad (\text{VIII-26})$$

$p_0$  est ici la valeur de  $p$  quand  $\eta = \alpha$ .

Sur la figure VIII-5, on présente les relations entre  $dq/dp$  et  $\eta$  obtenues avec notre matériau pour quatre niveaux de succion différentes. La détermination est basée sur les surfaces de charge présentées au chapitre précédent, et avec des points choisis de façon arbitraire sur les courbes lissées. Comme on a vu précédemment, on dispose de beaucoup plus de points expérimentaux pour  $\eta > 0.67$ ; en dessous, on a procédé par extrapolation, en tenant compte des points à  $q = 0$ . On obtient également des hyperboles indépendantes, semble-t-il, de la succion. Dans ce cas, nos surfaces de charge peuvent s'exprimer par l'équation VIII-26 avec  $\alpha = 0.67$  et  $N = 0.98$ .

L'effet de la succion est défini par le paramètre d'écrouissage  $p_0$  dont la variation en fonction de la succion est présentée sur la figure VIII-6; on observe des points qui peuvent raisonnablement être reliés par une droite d'expression :

$$p_0 = a + b s \quad (\text{VIII-27})$$

avec  $a = 497$  et  $b = 0.31$ . On note que la valeur de  $a$  correspondant à la valeur de  $p_0$  à succion nulle, définit une surface de charge pour  $s = 0$ ; ceci n'est pas compatible avec les résultats obtenus dans ce cas précédemment, où on observe un comportement normalement consolidé. De même, pour toutes les succions inférieures à 200 kPa (succion initiale de l'échantillon compacté), il est probable que la validité de l'équation VIII-27 soit discutable à cause des phénomènes d'hystérésis.

Finalement, on aboutit à une expression des surfaces de charge suivante :

$$f = (\eta - 0.67)^2 + 0.61 \ln\left(\frac{p}{0.31 s + 497}\right) \quad (\text{VIII-28})$$

Une autre méthode plus classique est basée sur l'hypothèse que la surface de charge est elliptique et symétrique par rapport à la droite  $K_0$ . (Leroueil et

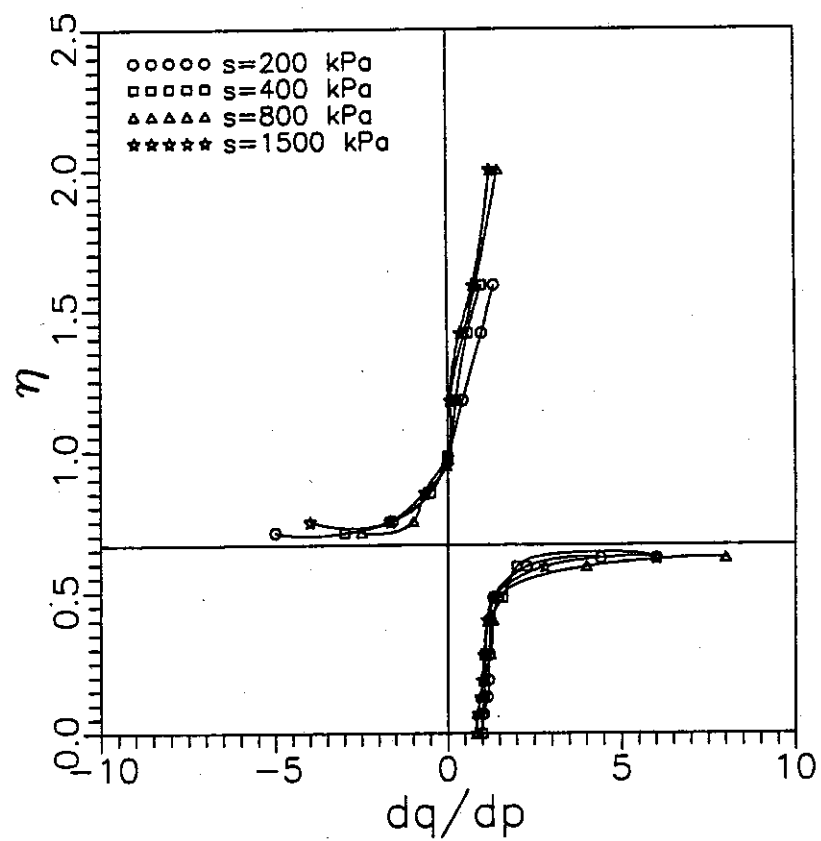


Figure VIII-5 : Relation entre  $dq/dp$  et  $\eta$  sur les surfaces de charge

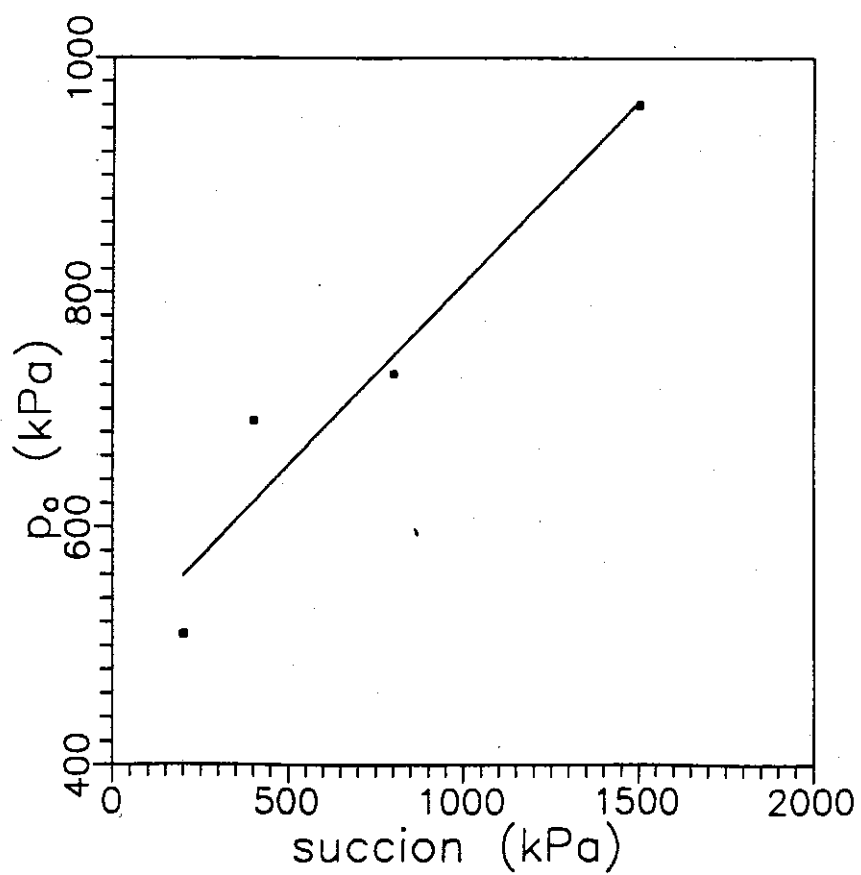


Figure VIII-6 : Relation entre  $p_0$  et la succion

al. 1985).

En introduisant l'effet de la succion sur la cohésion par  $p_s$ , on peut schématiser la surface de charge comme indiqué sur la figure VIII-7 où  $p_k$  est la projection sur l'axe  $p$  de la pression de préconsolidation en chemin  $K_0$ ,  $\theta$  l'angle de la droite  $K_0$  dans le plan  $p$ - $q$ ,  $p_0$  la pression de préconsolidation isotrope. Dans ce cas, on a l'équation suivante pour l'expression de la surface de charge :

$$b^2 (p \cos\theta + q \sin\theta - c)^2 + a^2 (-p \sin\theta + q \cos\theta)^2 - a^2 b^2 = 0 \quad (\text{VIII-29})$$

avec

$$a = \frac{2p_0 p_k \cos^2\theta + \left(\frac{p_0}{p_s} - 1\right) p_k^2}{2p_0 \cos^3\theta + 2\left(\frac{p_0}{p_s} - 1\right) p_k \cos\theta}$$

$$c = \frac{\left(\frac{p_0}{p_s} - 1\right) p_k^2}{2p_0 \cos^3\theta + 2\left(\frac{p_0}{p_s} - 1\right) p_k \cos\theta}$$

$$b^2 = \frac{c \cdot \text{tg}\theta [p_0 p_s \sin 2\theta + c \sin\theta (p_0 - p_s)]}{2c - (p_0 - p_s) \cos\theta}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$$

$p_s = ks$  : cette hypothèse d'Alonso et al. (1990) est en effet confirmée expérimentalement, l'augmentation de la cohésion en fonction de la succion étant linéaire (chapitre VI).

C'est cette expression de surface de charge qui sera retenue dans la suite.

Il est également important de noter que, contrairement à la technique classique de définition de la surface de charge où on choisit normalement  $M$ , la projection de la courbe d'état critique sur le plan  $p$ - $q$  comme paramètre, on a fait apparaître  $p_k$  dans l'équation VIII-29. En effet, comme on l'indiqué antérieurement (ch. VI), le paramètre  $M$  est difficile à déterminer du fait que l'état critique est rarement atteint expérimentalement. Ce problème est évité en prenant  $p_k$  comme paramètre. Mais cela pose un nouveau problème : l'écroûissage doit se définir avec deux paramètres,  $p_k$  et  $p_0$ . Par simplicité, on suppose :

$$p_k = M_k p_0 \quad (\text{VIII-30})$$

où  $M_k$  est une constante. Cette hypothèse rejoint en effet le choix classique des paramètres:  $p_0$  et  $M$  pour définir l'ellipse avec  $M$  constant. Par ailleurs, selon les résultats de Leroueil et al (1977, 1979), le rapport entre la pression de préconsolidation déterminée sous chargement isotrope et celle sous chargement oedométrique est une constante (figure VIII-8, d'après Leroueil et al. 1985). De plus, la droite reliant  $s'_c$  (valeur oedométrique) et l'intersection entre la surface de charge et la droite  $K_0$ , forme un angle de  $45^\circ$  avec l'axe  $s'$  ( $s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ ,  $t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ ). Cette observation confirme également notre hypothèse (équation VIII-30). Cette hypothèse permet d'analyser l'écroûissage du matériau, supposé isotrope dans un premier temps, avec un seul paramètre  $p_0$  qui est lié au paramètre d'écroûissage  $p_0^*$  par l'équation VIII-9.

#### VIII-5.2 Loi d'écoulement

Au chapitre VII, on a montré que la direction d'écoulement plastique  $dc_v / dc_s$  était indépendante de la succion et qu'elle était une fonction linéaire décroissante du rapport de contraintes  $\eta$ . A partir de cette observation, la loi d'écoulement pourrait être tout simplement définie comme suit :

$$dc_v^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial p} \quad (\text{VIII-31})$$

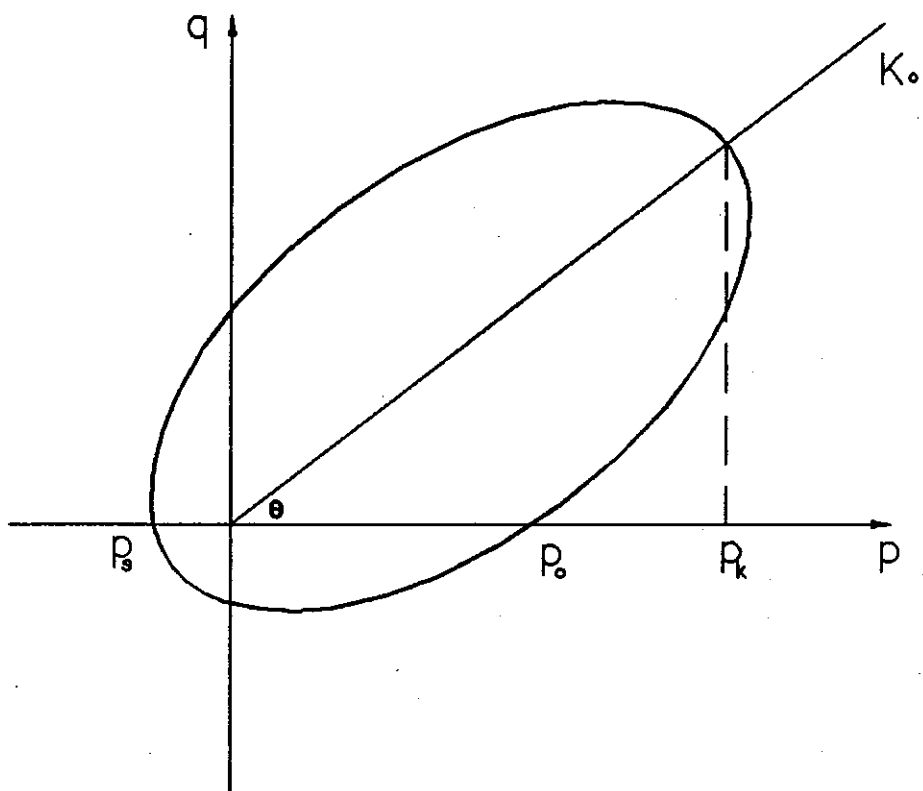


Figure VIII-7 : Surface de charge dans le plan  $p$ - $q$  du modèle proposé

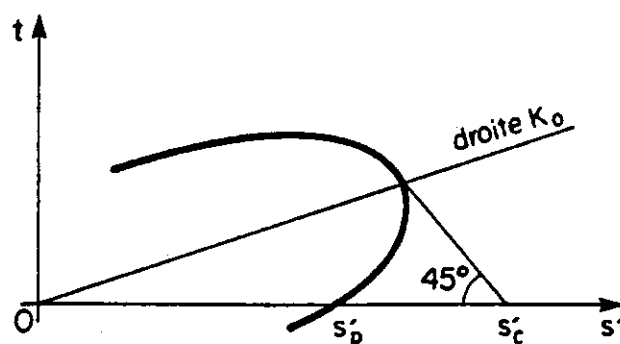


Figure VIII-8 : Surface de charge dans le plan  $s'$ - $t$  (Leroueil et al. 1985)



$$d\varepsilon_s^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial q} \quad (\text{VIII-32})$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{\mu}{\eta_r - \eta} \quad (\text{VIII-33})$$

où  $\eta_r$  et  $\mu$  sont des paramètres. Pour les échantillons compactés, d'après le chapitre précédent, on a pour les échantillons saturés  $\mu = 0,5$  et  $\mu = 1$  environ pour les échantillons non saturés.  $\eta_r$  est le rapport de contraintes à l'état de rupture représenté par le pic dans le plan p-q, assimilé à l'état critique, c'est donc la pente de la projection de la courbe d'état de rupture dans le plan p-q. Il est à noter que, premièrement  $\eta_r$  n'est pas un nouveau paramètre introduit dans le modèle, car il est défini par le sommet de la surface de charge, donc par le paramètre  $M_k$ , et que deuxièmement  $\eta_r$  est raisonnablement indépendant de la succion, car il est lié directement à l'angle de frottement du matériau, dont on a vu au chapitre VI qu'il variait peu pour des succions supérieures à 400 kPa. De plus, sur les courbes représentant la variation de  $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$  en fonction de  $\eta$ , on observe que la valeur de  $\eta$  est pratiquement la même à  $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s = 0$ , quelque soit la succion.

L'équation VIII-33 montre en fait que la fonction du potentiel plastique est une hyperbole.

### VIII-5.3 Paramètres du modèle et leur détermination

Par rapport au modèle d'Alonso, le modèle proposé ici a le même nombre de paramètres si l'on introduit aussi  $G$  pour définir la déformation de cisaillement élastique :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{G} \quad (\text{VIII-34})$$

le seul changement apporté est sur  $M$ , qui est remplacé par  $M_k$ . Pour déterminer  $M_k$ , il suffit de déterminer au préalable  $p_0$  (consolidation isotrope) et  $p_k$  (consolidation en chemin  $K_0$  à l'oedomètre ou au triaxial). D'autres paramètres peuvent se déterminer de la manière suivante (Alonso et al. 1990) :

a) des essais de consolidation isotrope (chargement et déchargement) à plusieurs niveaux de succion permettent de trouver  $p^c$ ,  $p_o^*$ ,  $\lambda(0)$ ,  $\kappa$ ,  $r$  et  $\beta$ . Par exemple, dans notre cas, en reportant les valeurs de  $\lambda$  à  $s = 200, 400$  et  $800$  kPa (tableau VI-7) dans l'expression de  $\lambda(s)$  (équation VIII-7), on obtient trois équations avec trois inconnues  $\lambda(0)$ ,  $r$  et  $\beta$ ; la solution graphique donne  $\lambda(0) = 0,203$ ,  $r = 0,472$  et  $\beta = 0,00488 \text{ kPa}^{-1}$ . La vérification à  $s = 1500$  kPa a donné une bonne correspondance entre la valeur de  $\lambda(1500)$  calculée et expérimentale. La détermination des paramètres  $p^c$  et  $p_o^*$  se fait à partir de l'équation VIII-9 en utilisant les valeurs de  $p_o$  et  $\lambda$  à  $s = 200$  et  $800$  kPa et en prenant  $\kappa = 0,012$  (tableau VI-7); on ajuste les deux valeurs ainsi obtenues de telle façon que les valeurs de  $p_o$  expérimentales à  $s = 200, 400, 800$  et  $1500$  kPa soient en bonne correspondance avec les valeurs calculées. On a finalement  $p^c = 155$  kPa et  $p_o^* = 240$  kPa.

b) des essais concernant la dessiccation et l'humidification sous contrainte isotrope donnée fournissent les valeurs de  $s_o$ ,  $\lambda_s$  et  $\kappa_s$ ;

c)  $G$  et  $k$  peuvent se déterminer à l'aide des essais de cisaillement à succion contrôlée. Suite aux résultats expérimentaux, il est aisé d'envisager une expression du paramètre  $G$  fonction de la succion et de  $\sigma_3$ . Néanmoins, dans le cadre du modèle proposé et dans un but de simplification, on se limitera à une valeur de  $G$  constante. Les courbes  $q$ - $\epsilon_s$  présentées au chapitre VI et en annexe I donnent  $G = 50$  MPa en moyenne;  $k = 0,069$  est la pente de la droite définissant l'augmentation de la cohésion avec la succion (chapitre VI).

d)  $M_k$  se détermine à partir des surfaces de charge déterminées,  $\eta_r$  et  $\mu$  à partir des courbes  $d\epsilon_v / d\epsilon_s - \eta$  obtenues avec des essais à  $\sigma_3$  constant. On a dans notre cas  $M_k = 2,1$ ,  $\mu = 1$  et  $\eta_r = 2$ .

Les valeurs des paramètres introduits dans le modèle sont récapitulées ci-dessous :

$$p^c = 155 \text{ kPa} , p_o^* = 240 \text{ kPa}$$

$$\lambda(0) = 0,203 , \kappa = 0,012$$

$$r = 0,472 , \beta = 0,00488 \text{ kPa}^{-1}$$

$$M_k = 2,1, k = 0,069, G = 50 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1, \eta_r = 2$$

Il paraît intéressant de comparer les valeurs de ces paramètres avec les valeurs déterminées à partir des résultats obtenus à l'oedomètre à succion contrôlée sur le même limon consolidé à partir d'une boue complètement saturée (Cui 1989), qui étaient les suivantes :

$$p^c = 0,023 \text{ kPa}, p_0^* = 39 \text{ kPa}$$

$$\lambda(0) = 0,27, \kappa = 0,018$$

$$r = 0,827, \beta = 0,00485 \text{ kPa}^{-1}$$

On s'aperçoit qu'un effet important du compactage est révélé sur  $p^c$  et  $p_0^*$ , et que la vitesse d'augmentation de la rigidité du matériau due à la succion est indépendante de la densité, puisque  $\beta$  prend la même valeur dans les deux cas. Le fait que la valeur de  $r$  soit plus grande dans le dernier cas implique une rigidité maximale plus grande si l'on sèche le sol initialement saturé que si l'on sèche un sol compacté non saturé.

En reportant les paramètres déterminés avec les essais de consolidation isotrope à chargement quasi-continu, on obtient l'équation correspondant à la courbe LC suivante :

$$\left(\frac{p_0}{155}\right) = 1,5484 \frac{0,191}{\lambda(s) - 0,012} \quad (\text{VIII-35})$$

$$\text{avec } \lambda(s) = 0,1072 \exp(-0,00488 s) + 0,096 \quad (\text{VIII-36})$$

Cette courbe est présentée sur la figure VIII-9 où apparaissent également les points expérimentaux obtenus à l'aide des essais de consolidation isotrope en chargement par palier et en chargement quasicontinu. On observe à nouveau l'effet du mode de chargement comme on a mentionné précédemment.

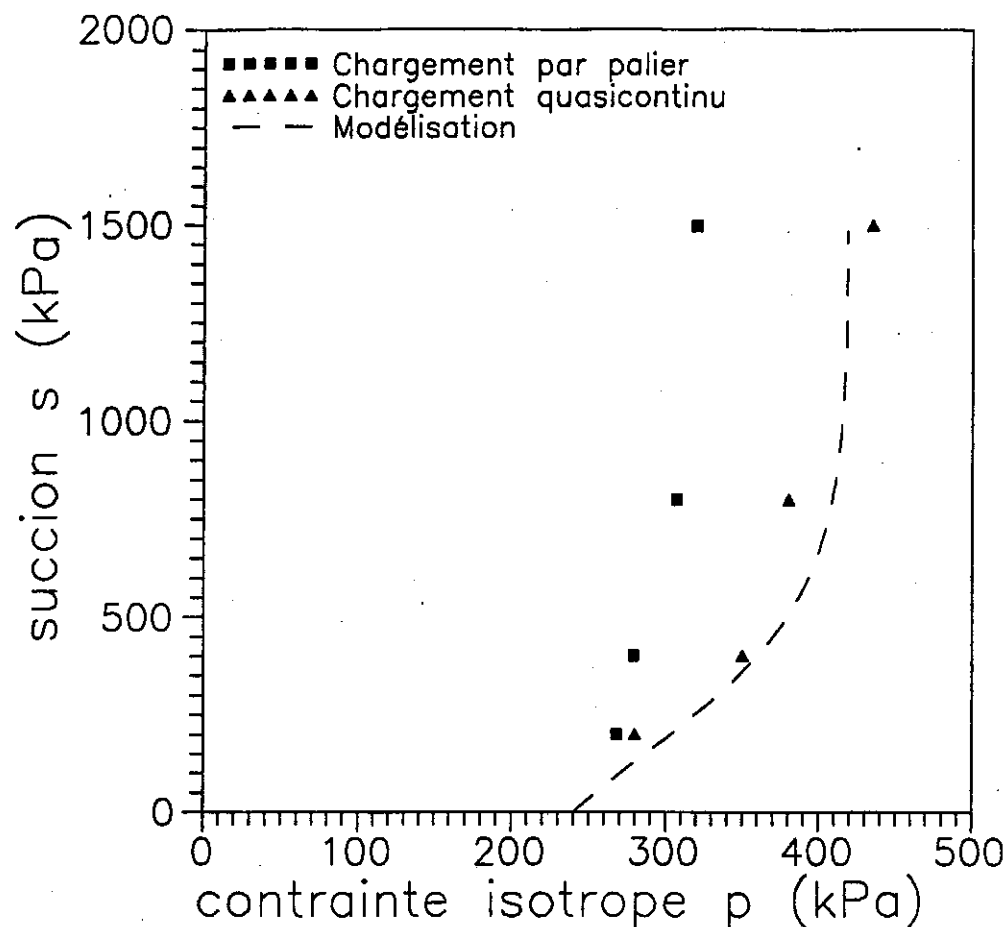


Figure VIII-9 : Courbe LC déterminée

#### VIII-5.4 Exemples en simulation numérique

En s'appuyant sur la formulation précédente, on essaye de simuler deux essais de cisaillement sous la même contrainte de confinement ( $\sigma_3 = 200$  kPa) et à différentes succions (200 et 400 kPa) avec les paramètres déterminés ci-dessus. Le détail de la formulation mathématique du modèle proposé est présenté à l'annexe III.

Sur la figure VIII-10 on présente la comparaison entre l'expérience et le modèle. Quelques informations peuvent être tirées de cette figure :

a) on obtient une allure des courbes cohérente avec celle des courbes expérimentales.

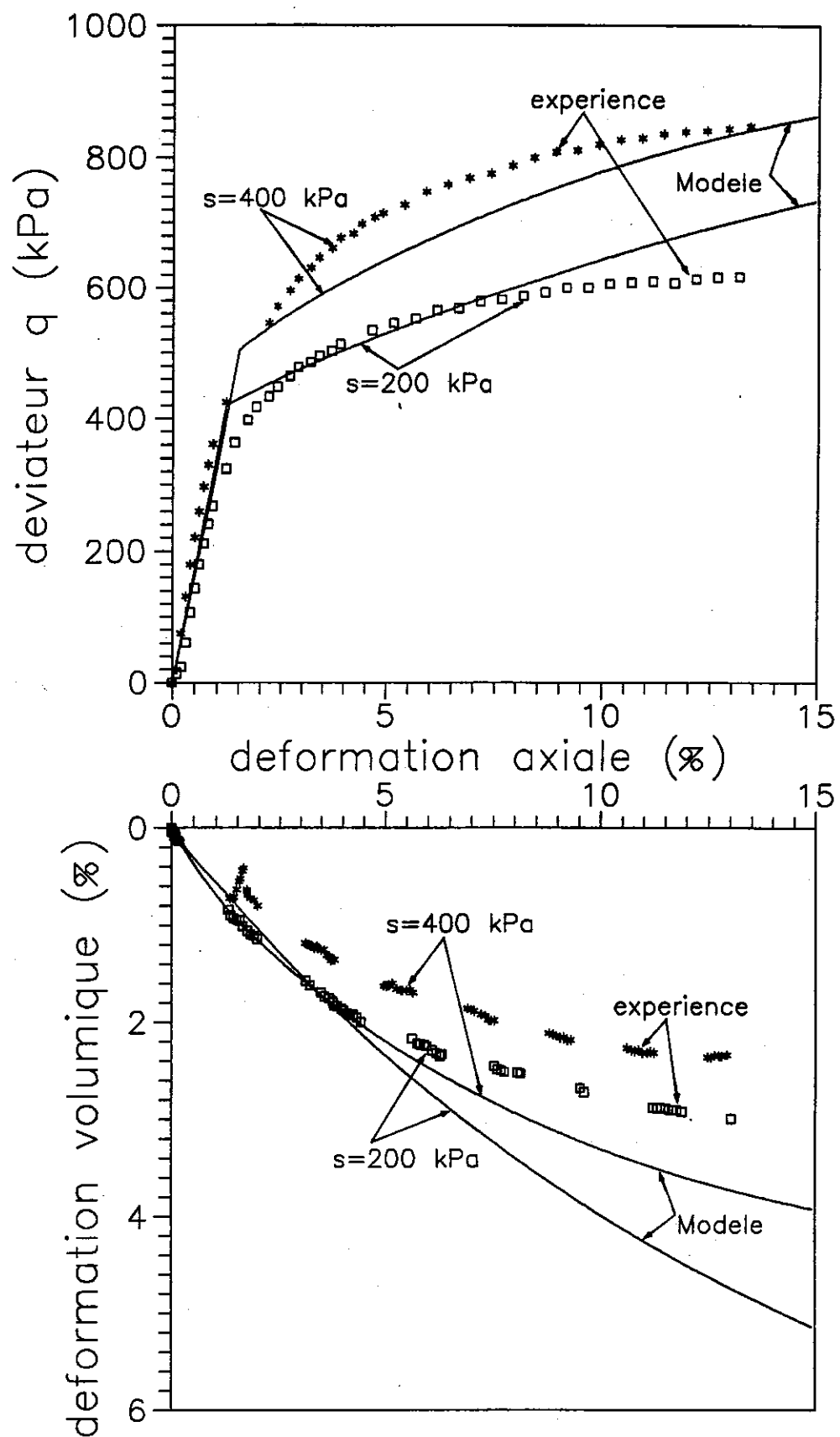


Figure VIII-10 : Simulation des essais de cisaillement à  $\sigma_3 = 200$  kPa

b) le modèle sur-estime la variation de volume. Cela est lié en effet au paramètres de l'équation de la loi d'écoulement plastique. Un meilleur ajustement serait possible en choisissant les paramètres  $\mu$  et  $\eta_r$  de telle sorte qu'ils favorisent davantage la dilatance.

Il est à signaler que notre objectif principal est de développer un modèle qui s'adapte au comportement de notre sol compacté non saturé. On n'entre donc pas dans le détail d'une étude paramétrique.

#### VIII-5.5 Evolution du modèle proposé

Dans le modèle proposé précédemment, on a introduit une loi d'écrouissage isotrope, et l'anisotropie de contraintes due à la préparation des échantillons par compactage correspond à l'inclinaison de l'axe principal de l'ellipse définissant la surface de charge. Donc ce modèle ne peut pas décrire le phénomène d'anisotropie induite due aux déformations plastiques ultérieures. Du fait que le compactage peut provoquer une orientation de la surface de charge, le chargement ultérieur non isotrope pourrait également changer la position de la surface en provoquant une anisotropie induite. De ce fait pour bien décrire le comportement de matériaux tels que le sol, il est nécessaire de prendre une loi d'écrouissage mixte, à savoir la combinaison entre une loi d'écrouissage isotrope et une loi cinématique.

De façon générale, la loi d'écrouissage peut s'exprimer de la façon suivante :

$$f = f((\sigma_{ij} - a\varepsilon_{ij}^p), W^p) \quad (\text{VIII-37})$$

$$g = g((\sigma_{ij} - a\varepsilon_{ij}^p), W^p) \quad (\text{VIII-38})$$

où  $f$  et  $g$  sont les expressions de la surface de charge et du potentiel plastique respectivement,  $\sigma_{ij}$  les contraintes,  $\varepsilon_{ij}^p$  les déformations plastiques,  $W^p$  le travail dissipé,  $a$  un paramètre qui pourrait dépendre du travail dissipé et des déformations plastiques.

Baker et Desai (1984), en introduisant la notion d'invariants directs et d'invariants joints, ont défini une nouvelle série d'invariants :

$$L_1 = \text{tr} (\sigma_{ij} - a \varepsilon_{ij}^p) = J_1 - a I_1^p \quad (\text{VIII-39})$$

$$L_1^2 = \text{tr} (\sigma_{ij} - a \varepsilon_{ij}^p)^2 = J_2^2 - 2a K_1 + a^2 (I_2^p)^2 \quad (\text{VIII-40})$$

$$L_3^3 = \text{tr} (\sigma_{ij} - a \varepsilon_{ij}^p)^3 = J_3^3 - 3a^2 K_2 - 3a K_3^2 - a^3 (I_3^p)^3 \quad (\text{VIII-41})$$

où  $J_1$  et  $I_1^p$ , appelés invariants directs, sont les invariants de contraintes et ceux de déformations plastiques respectivement,  $K_1$  sont les invariants joints qui sont définis par :

$$K_1 = \text{tr} (\sigma_{ij} \cdot \varepsilon_{ij}^p) = \sigma_{ik} \varepsilon_{ki}^p \quad (\text{VIII-42})$$

$$K_2 = \text{tr} (\sigma_{ij} \cdot (\varepsilon^p)^2) = \sigma_{ik} \varepsilon_{kj}^p \varepsilon_{ji}^p \quad (\text{VIII-43})$$

$$K_3 = \text{tr} (\sigma_{ij}^2 \cdot \varepsilon^p) = \sigma_{ik} \sigma_{kj} \varepsilon_{ji}^p \quad (\text{VIII-44})$$

La signification physique de ces trois invariants correspond en fait aux angles entre le tenseur de contraintes principales et le tenseur de déformations plastiques principales. Donc l'anisotropie est traduit par ces trois invariants joints. Par conséquent, les équations VIII-37 et VIII-38 décrivent bien le comportement anisotrope du matériau. Par exemple, en conditions triaxiales on a :

$$K_1 = \frac{1}{3} q \varepsilon_s^p (3 \cos \psi - 1) \quad (\text{VIII-45})$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \varepsilon_s^p K_1 \quad (\text{VIII-46})$$

$$K_3 = \frac{1}{3} q K_1 \quad (\text{VIII-47})$$

où  $\psi$  est l'angle d'anisotropie. Dans notre cas, la méthode la plus simple pour introduire l'anisotropie dans l'équation VIII-29 est de faire varier  $\theta$  de la façon suivante :

$$\operatorname{tg} \theta = q_k / p_k \quad (\text{VIII-48})$$

où  $p_k$  et  $q_k$  représentent la contrainte moyenne et le déviateur à l'intersection de l'ellipse avec son axe principal.

La loi d'écrouissage proposée est basée sur une équation inspirée du choix de Banerjee et al. (1985), qui repose sur le fait que la variation de l'indice des vides durant une consolidation anisotrope dépend de la contrainte moyenne  $p$  et du rapport de contraintes  $\eta$ . on suppose :

$$\frac{dq_k}{q} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} de_s^p \quad (\text{VIII-49})$$

Les trois équations VIII-13 (écrouissage lié à la variation volumique), VIII-14 (écrouissage en succion) et VIII-49 constituent la loi d'écrouissage avec trois paramètres :  $p_0^*$  et  $s_0$  pour l'expansion,  $q_k$  pour la rotation. Il est important de noter que pour bien décrire la propriété d'anisotropie, il convient de travailler dans l'espace de contraintes tridimensionnel (Baker et Desai 1984). On n'a pas envisagé de tels développements dans le cadre de ce travail.

## VIII-6 CONCLUSION

En s'appuyant sur nos résultats expérimentaux, on a proposé un modèle issu de l'adaptation du modèle d'Alonso et al. aux sols structurés (reconstitués ou naturels). Vu la pertinence du modèle d'Alonso pour décrire le comportement des sols non saturés sous chargement isotrope, la plupart des efforts ont consisté à introduire l'anisotropie observée expérimentalement. Pour ce faire, deux méthodes ont été présentées :

a) l'écrouissage est considéré isotrope à succion constante, et l'anisotropie est révélée par une ellipse inclinée dans le plan  $p$ - $q$ .



L'inconvénient de cette méthode est qu'on ne peut pas modéliser l'anisotropie induite ;

b) l'écrouissage est considéré mixte (isotrope plus cinématique). Dans ce cas, on accepte à la fois l'expansion et la rotation de la surface de charge ;

L'expression de la surface de charge a été déterminée avec deux méthodes : expérimentale (en partant des surfaces déterminées expérimentalement) et analytique (en supposant qu'il s'agisse d'ellipses).

La fonction du potentiel plastique a pris la forme d'une hyperbole. Ce choix est basé sur l'observation expérimentale, qui a mis en évidence la bonne relation entre la direction de l'écoulement plastique et le rapport de contraintes  $\eta$ , quand la surface de charge issue des sollicitations mécaniques puis hydriques est atteinte pour la première fois lors d'un chargement.

La simulation numérique montre que le modèle formulé avec écrouissage isotrope donne des résultats assez satisfaisants à condition que les paramètres soient bien déterminés.

On rappelle que le modèle proposé à ce chapitre est considéré comme le développement des résultats expérimentaux qu'on a présenté antérieurement, et que la validation de ce modèle et les études paramétriques correspondantes n'ont pas pu être développées dans le cadre de ce travail.

## CONCLUSION GENERALE



Afin de mieux comprendre le comportement des sols compactés non saturés et de l'analyser dans un cadre élastoplastique, un assez grand nombre d'essais de différents types a été réalisé à l'aide des appareillages oedométriques et triaxiaux à succion contrôlée mis au point au CERMES. L'étude a commencé par la mise au point d'un système de mesure de volume, pour que le triaxial à succion contrôlée puisse être utilisé avec les sols compactés dont les variations de volume sous sollicitation extérieure (mécanique, hydraulique ou thermique) sont très petites, donc difficile à mesurer avec précision. On a fini, pour cela, par l'utilisation du système dit cathétométrique qui consiste à suivre, par le biais d'un cathétomètre, la variation de niveau du fluide contenu dans un tube en verre installé à l'intérieur de la grande cellule, et contenant l'échantillon. Ce système a donné des résultats très satisfaisants.

Un autre apport au triaxial est le système anti-évaporation basé sur un principe thermodynamique. Grâce à ce système qui assure non seulement la pression atmosphérique au sein de l'échantillon tout au long de l'essai mais aussi l'humidité relative correspondant à la succion appliquée, on a pu suivre l'échange d'eau au cours des essais. Bien que le contrôle d'eau échangée (4g environ sur plus d'une semaine !) soit loin d'être satisfaisante, quelques points ont pu être tirés : la succion favorise l'échange d'eau ; il existe un bon couplage entre le tassement et l'échange d'eau à l'oedomètre ; à l'infiltration, la quantité d'eau infiltrée est d'autant plus grande que la succion de départ est élevée.

Par ailleurs, le développement des asservissements (acquisition des données, servo-valve pneumatique etc...) a rendu réalisables des essais plus spécifiques, tels que la consolidation anisotrope, et isotrope en chargement quasi-continu.

Le profil de densité, déterminé à l'aide du banc gammamétrique double-sources a montré que la méthode de compactage en trois couches permet l'obtention d'échantillons assez homogènes. L'importance de l'eau de compactage a été observée lors de la reconstitution des échantillons.

La méthode de mise à succion par le principe osmotique s'est avérée aussi fiable et efficace pour le contrôle des échantillons à succion voulue que pour la détermination de la courbe de rétention d'eau d'un matériau. Néanmoins, la saturation des échantillons compactés sous contraintes nulles a paru non réalisable avec cette méthode.

L'étude de la microstructure à la fois en microscopie électronique à balayage et en porosimétrie au mercure, a permis la mise en évidence des différences de structure entre des échantillons compacté du côté sec, du côté humide et à l'Optimum. Du côté humide, l'échantillon présente une structure matricielle avec une phase argileuse emplissant l'ensemble des vides et tapissant les grains de silt, et l'identification en porosimétrie a montré une seule famille de porosité à  $0,44 \mu\text{m}$  de rayon d'accès ; du côté sec, on observe une structure en agrégats à apparence granulaire, signe d'un fort collage de la fraction argileuse sur les grains. Cette structure est caractérisée par une double porosité bien identifiée en porosimétrie ; à l'Optimum, on a observé une structure analogue à celle du côté sec mais plus serrée. Cette étude a par ailleurs mis en évidence l'importance de la limite de plasticité pour décrire l'effet de l'eau sur la microstructure, lors du compactage.

Cette étude microscopique a de plus permis d'élucider l'effet de la succion sur la microstructure, l'hystérésis structural, la modification de la structure due à la saturation, l'importance de la teneur en argile dans la microstructure.

La courbe de rétention d'eau déterminée à partir des courbes porosimétriques s'est révélée assez proche de la courbe expérimentale. La perméabilité calculée, avec différents modèles pour les sols saturés ou non saturés a paru encourageante, et elle reste à vérifier expérimentalement sur des échantillons compactés.

Sur un plan mécanique, l'observation concernant la diminution de la compressibilité avec l'augmentation de la succion a été très largement confirmée avec tous les types d'essais que l'on a effectués dans cette étude. Par ailleurs, l'augmentation de la résistance au cisaillement, des modules

d'élasticité, de la cohésion et de l'angle de frottement avec la succion a également été bien identifiée.

La mise en évidence de l'effet opposé de la succion par rapport à l'effet de la contrainte de confinement sur la variation de volume lors des essais de cisaillement à  $\sigma_3$  constant, en confirmant la faiblesse du concept de contrainte effective élargi aux sols non saturés, a montré l'effet prédominant de la compressibilité du matériau, sous une sollicitation de type déviatorique. Ceci est une nouveauté par rapport aux sols saturés, où la compressibilité est intrinsèque et unique.

Les essais en chemins radiaux à différentes succions ont permis la mise en évidence de l'indifférence de la direction d'écoulement plastique à la succion. de plus, on a remarqué que cette direction d'écoulement est en bonne correspondance avec la relation linéaire entre  $de_v/de_s$  et  $\eta$  mise en évidence par Nova-Wood (1979). Ceci a conduit à choisir une fonction hyperbolique pour le potentiel plastique.

Le choix de critère de plasticité est apparu assez délicat. Il n'existe pas de critère qui s'applique dans tous les cas. Pour le limon de Jossigny compacté, on a montré qu'il est adapté de prendre un critère volumique pour les essais à  $\sigma_3$  constant et les essais de consolidation isotrope, et un critère relié à la direction de l'écoulement plastique pour les essais en chemins radiaux.

Les surface de charge déterminées ont bien révélé l'anisotropie engendrée par le compactage des échantillons, et permis des comparaisons avec des échantillons naturels structurés.

L'étude de l'écoulement plastique a montré que la loi d'écoulement est non associée, et que le potentiel plastique est indépendant de la succion et du chemin de contraintes, et fonction uniquement du rapport de contraintes  $\eta$ . Au cours d'un chargement, lors de la première rencontre avec la surface de charge, l'orientation du vecteur de l'incrément de déformations plastiques est radiale.

A partir du modèle d'Alonso et al., on a proposé une extension qui s'adapte aux sols compactés non saturés, prenant en compte l'anisotropie initiale. La simulation numérique a donné des résultats assez satisfaisants. On a également proposé une loi d'écrouissage avec deux paramètres d'écrouissage pour prendre en considération, de façon simplificatrice dans un premier temps, l'anisotropie induite.

## ANNEXE I

### RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT A $\sigma_3$ CONSTANT





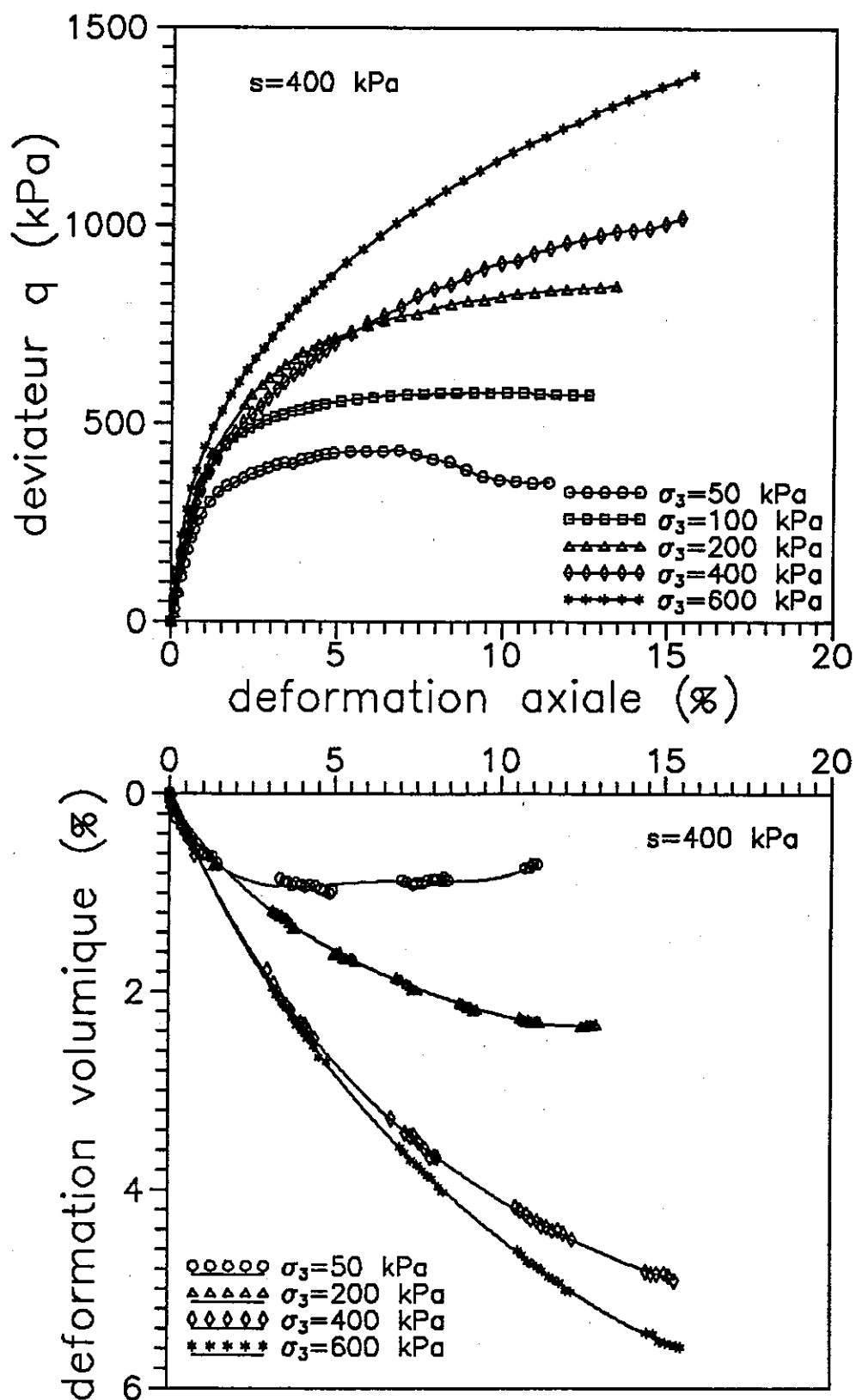


Figure 1-1 : Courbes de cisaillement à  $s = 400$  kPa

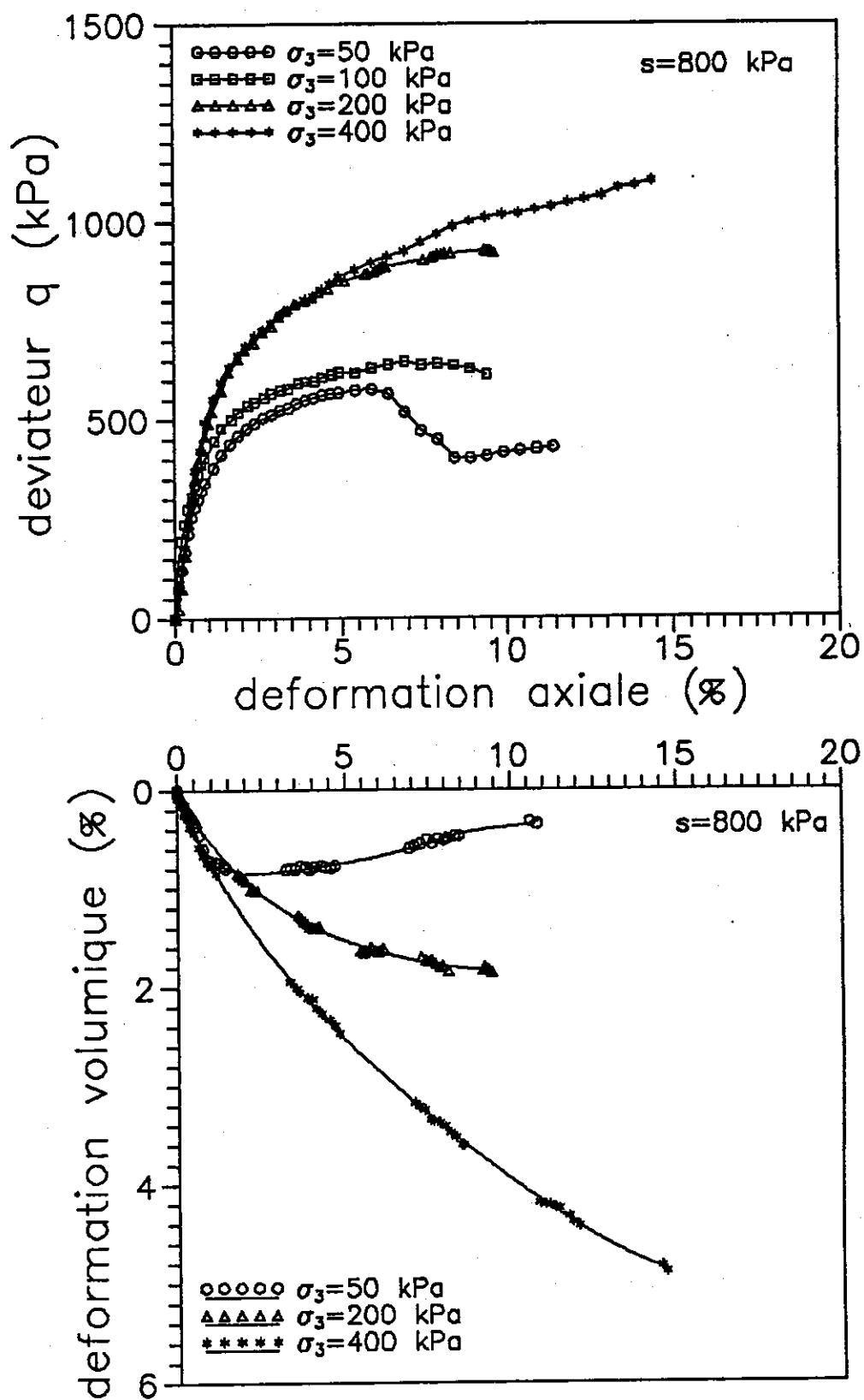


Figure 1-2 : Courbes de cisaillement à  $s = 800$  kPa

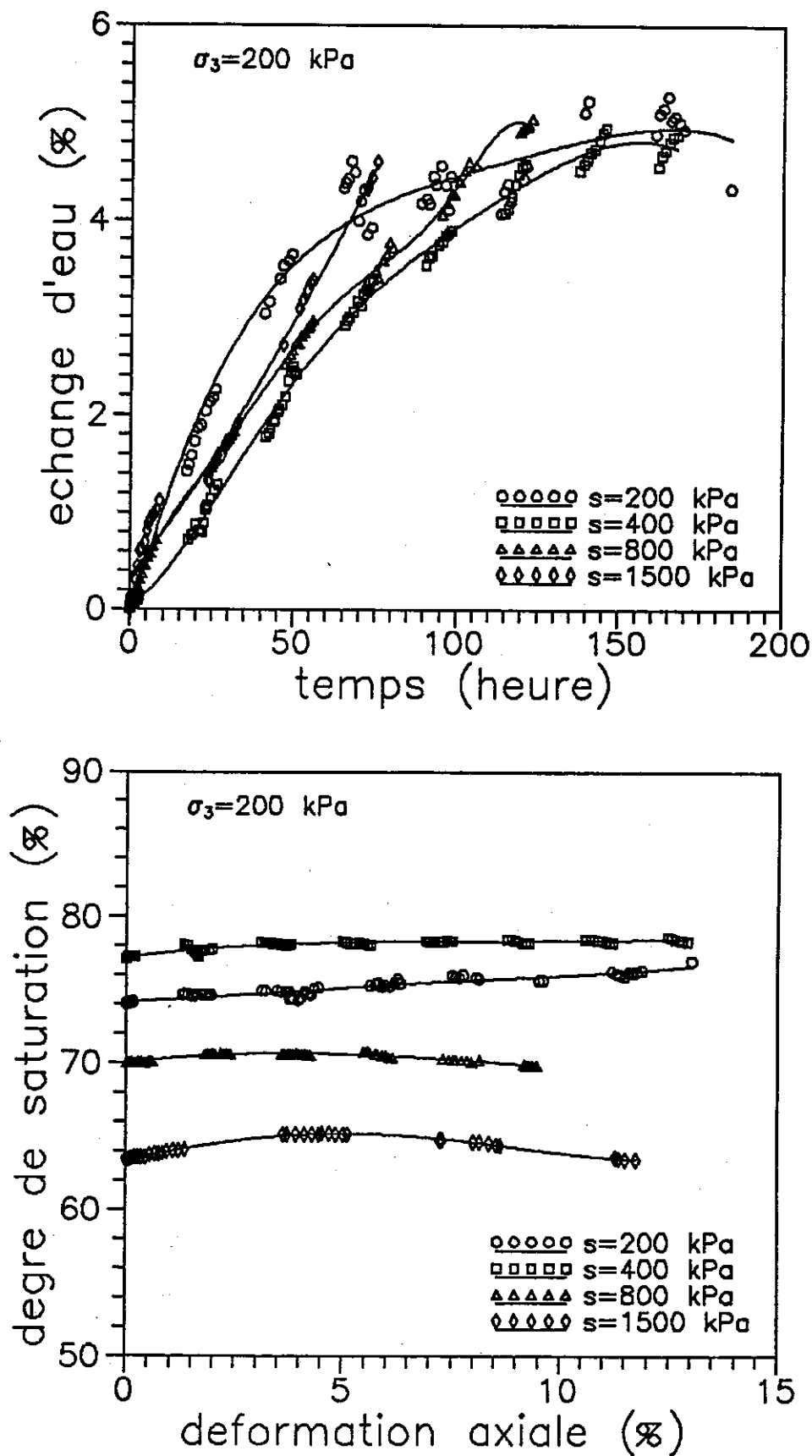


Figure 1-3 : Variations d'échange d'eau et de degré de saturation  
lors du cisaillement sous  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

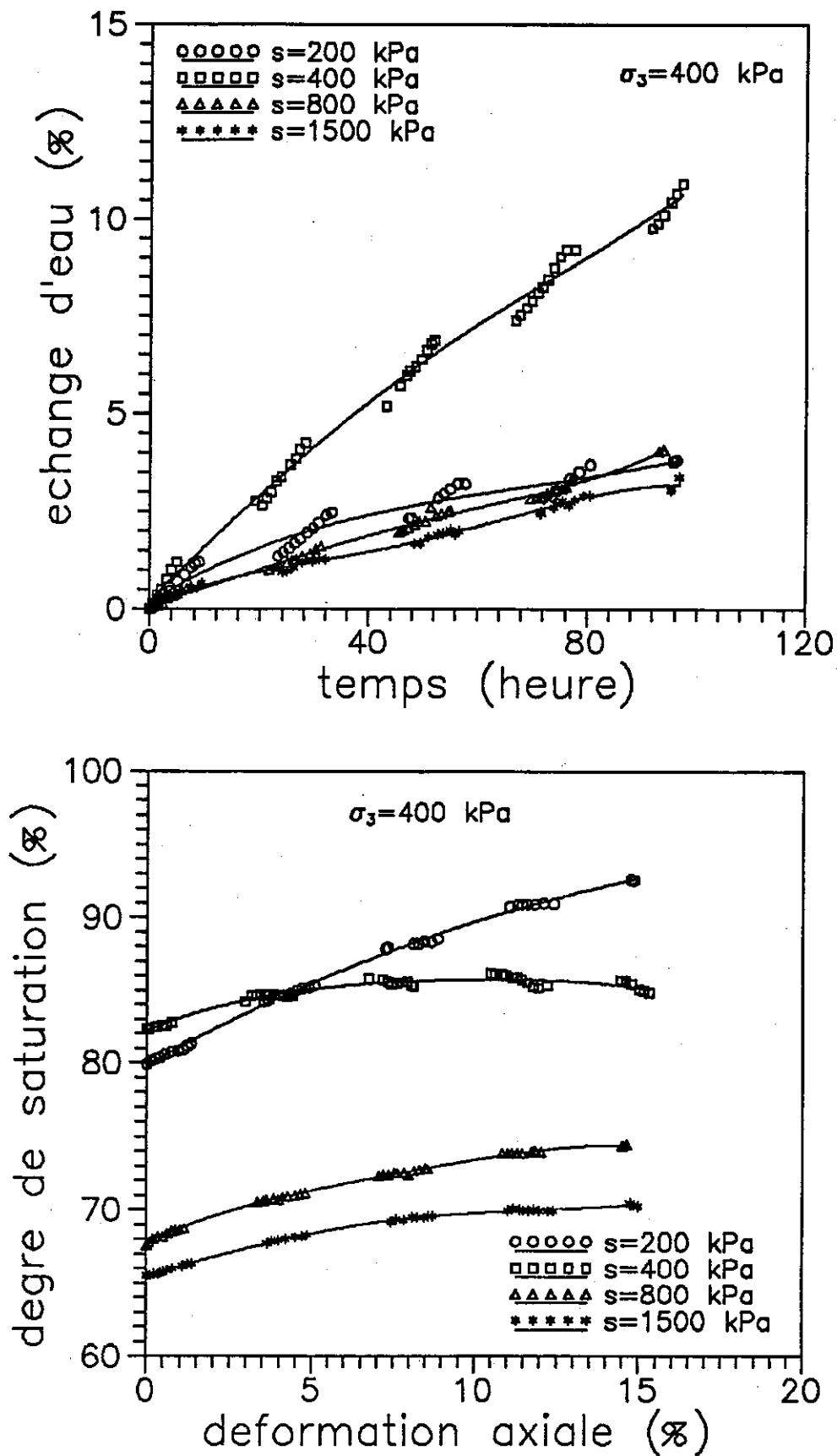


Figure 1-4 : Variations d'échange d'eau et de degré de saturation  
lors du cisaillement sous  $\sigma_3 = 400$  kPa

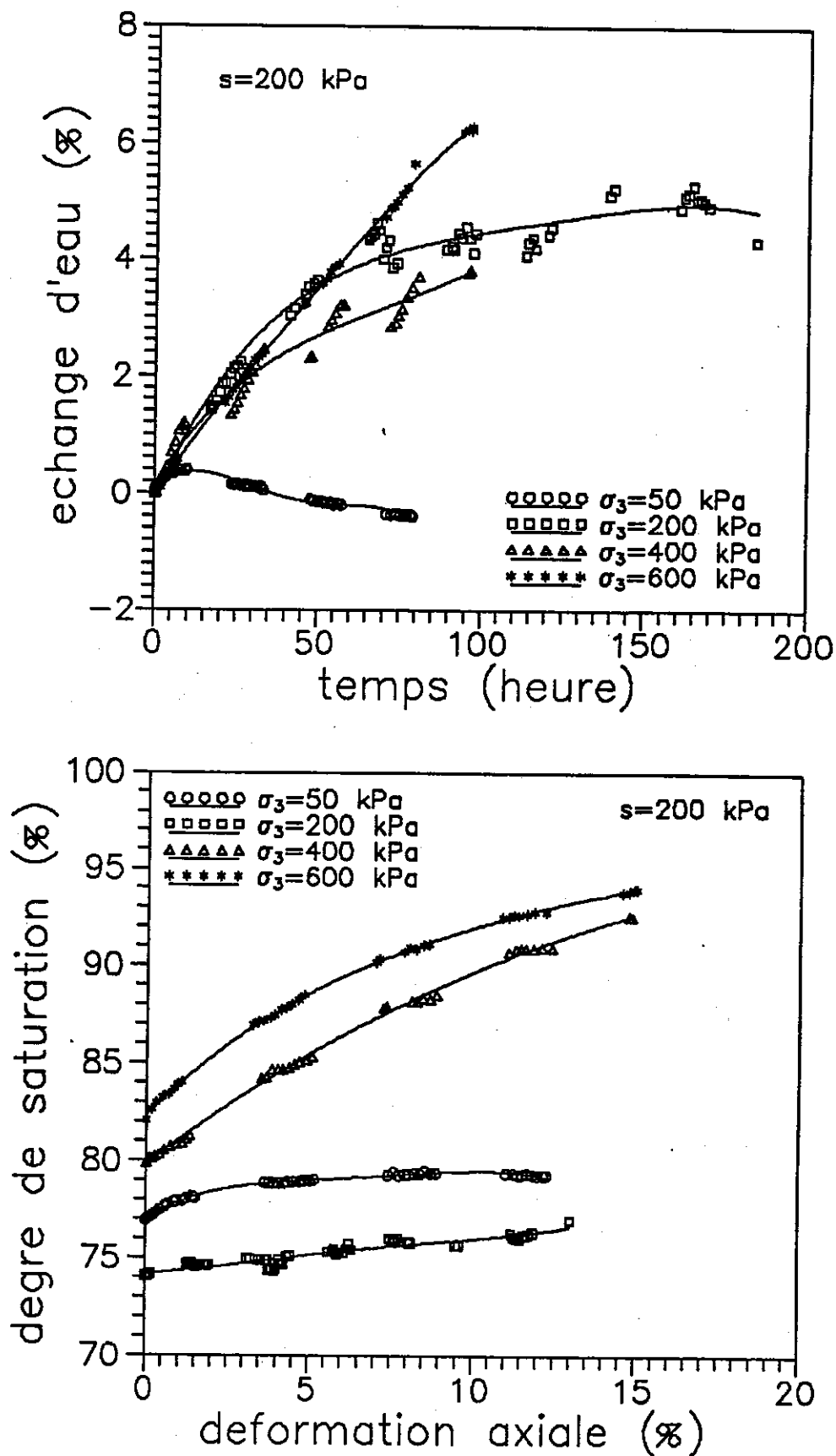


Figure 1-5 : Variations d'échange d'eau et de degré de saturation lors du cisaillement à  $s = 200 \text{ kPa}$

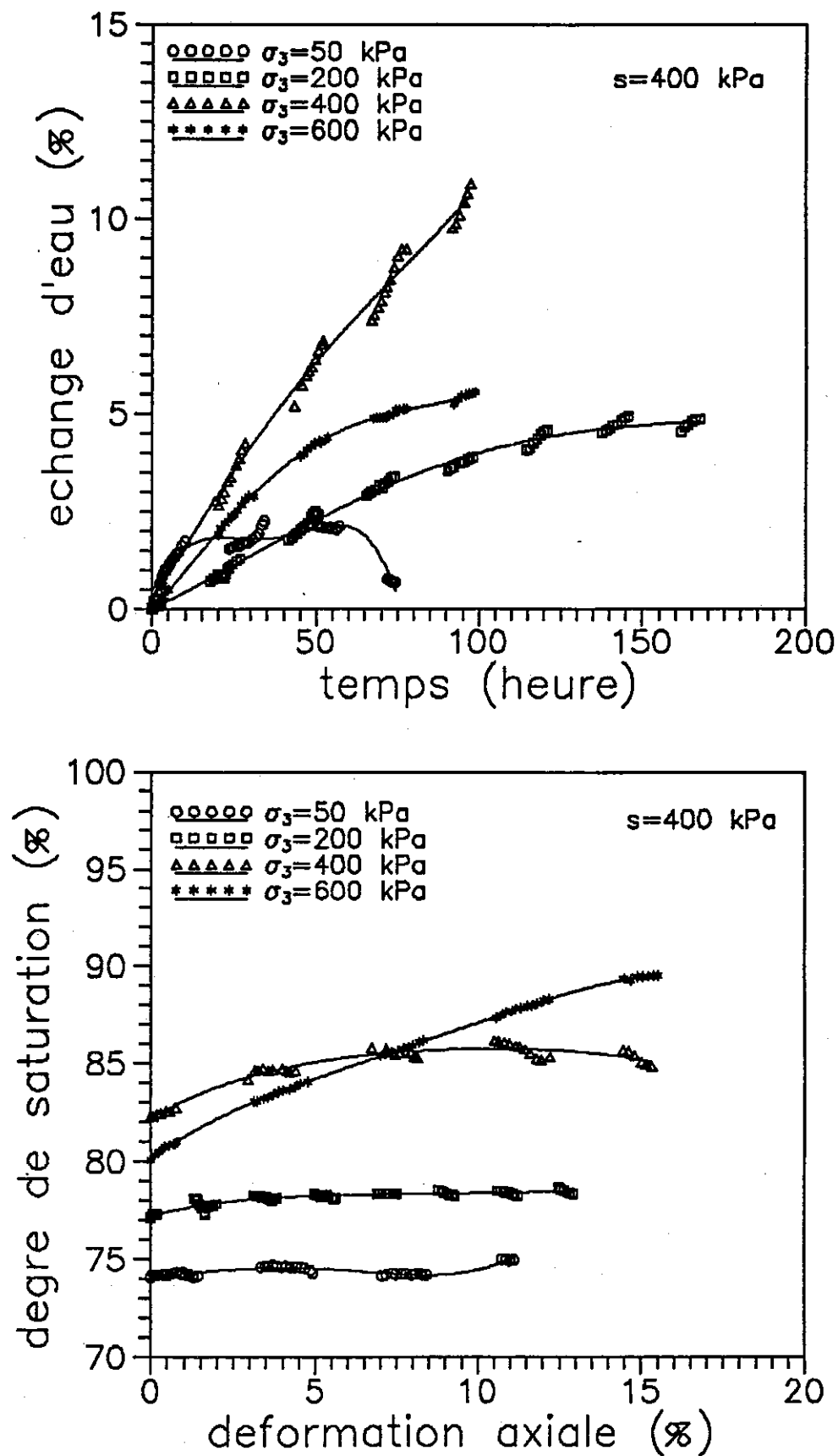


Figure 1-6 : Variations d'échange d'eau et de degré de saturation lors du cisaillement à  $s = 400 \text{ kPa}$

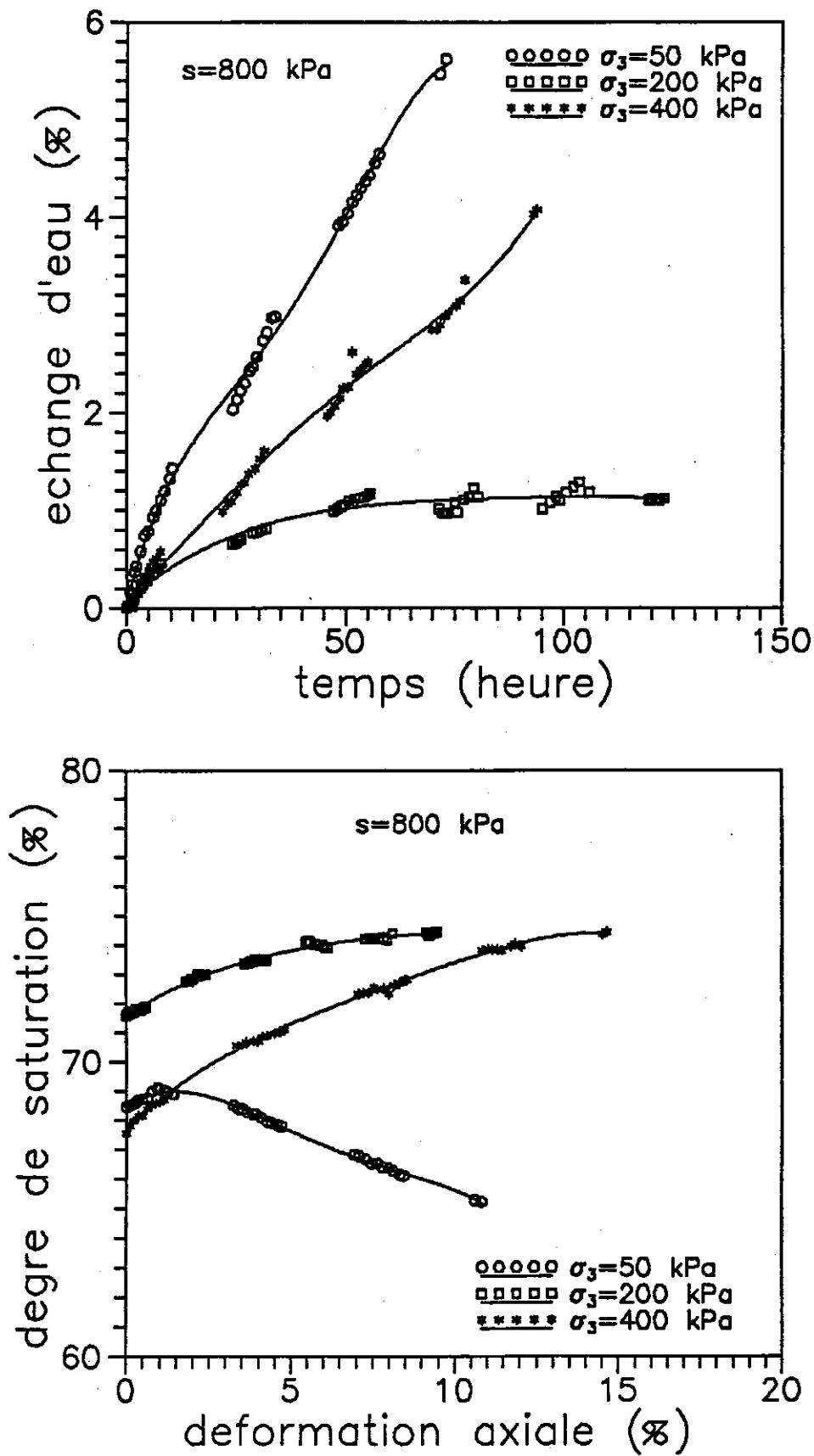


Figure 1-7 : Variations d'échange d'eau et de degré de saturation lors du cisaillement à  $s = 800 \text{ kPa}$



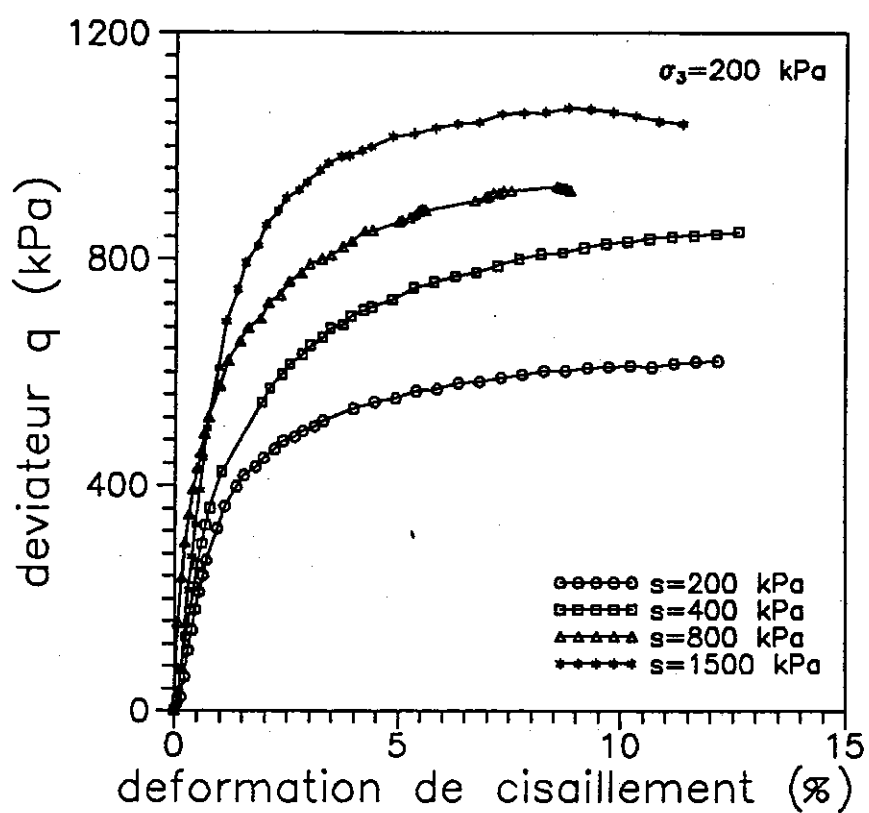
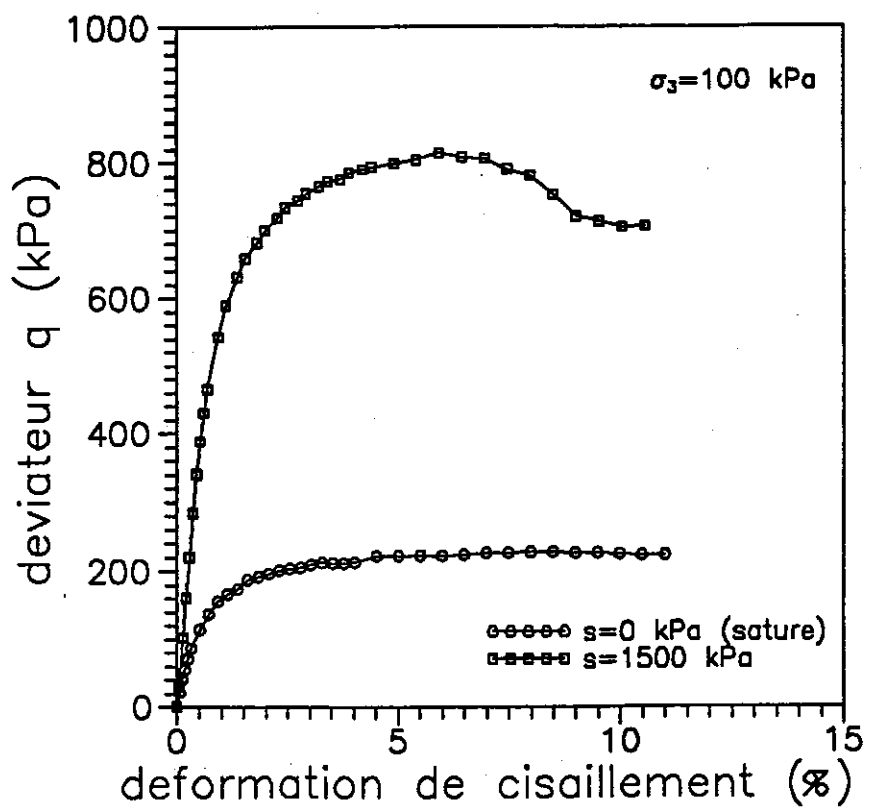


Figure 1-8 : Variations du déviateur en fonction de la déformation de cisaillement a)  $\sigma_3 = 100$  kPa b)  $\sigma_3 = 200$  kPa

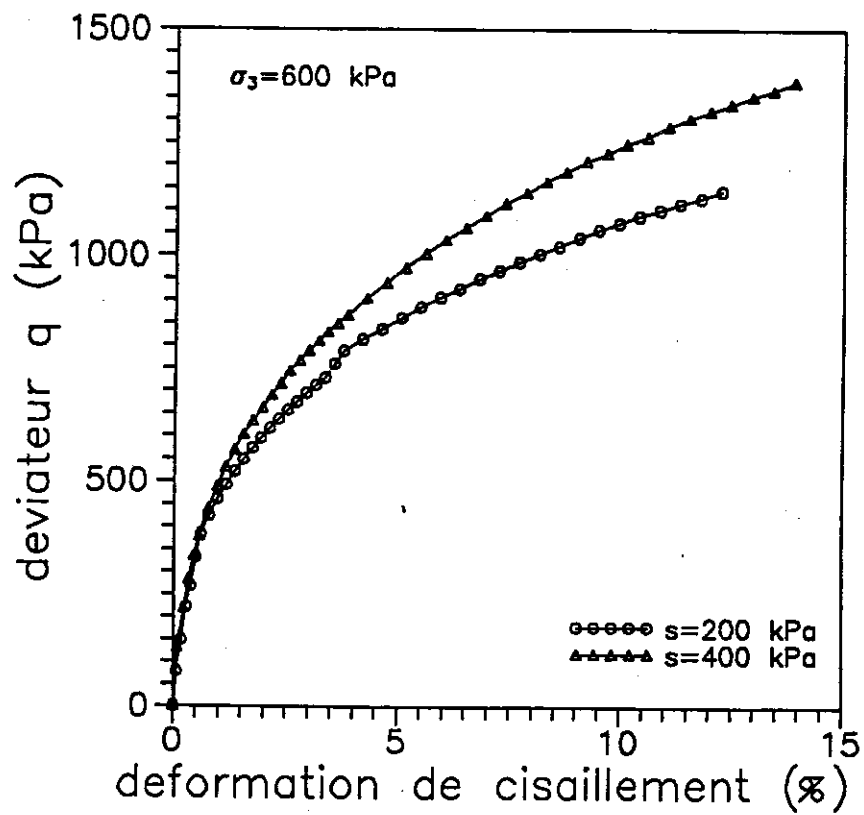
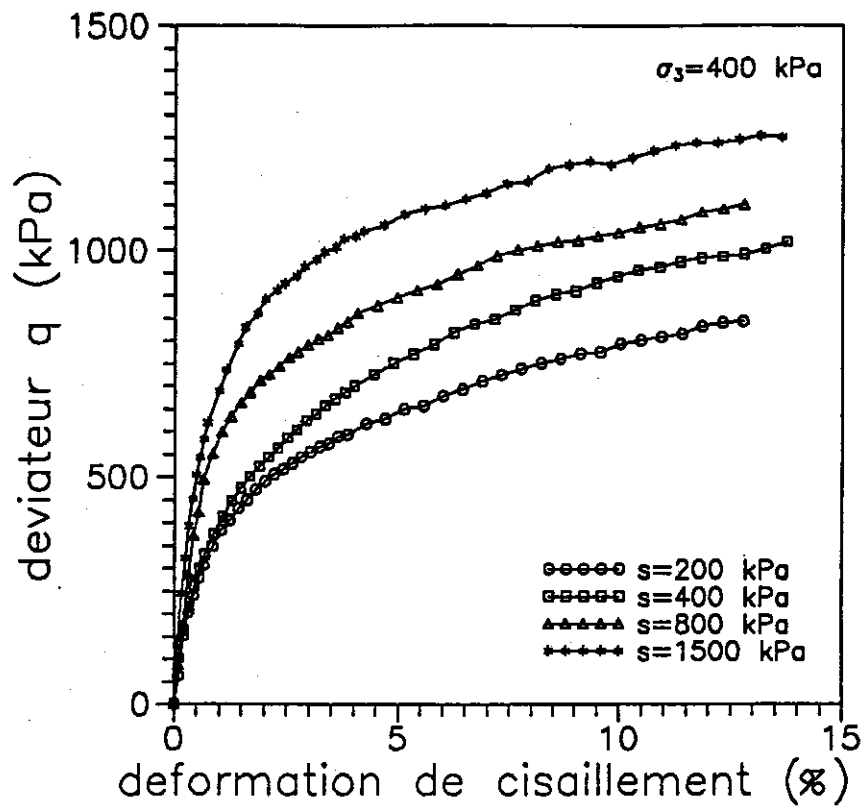


Figure 1-9 : Variations du déviateur en fonction de la déformation de cisaillement a)  $\sigma_3 = 400$  kPa b)  $\sigma_3 = 600$  kPa

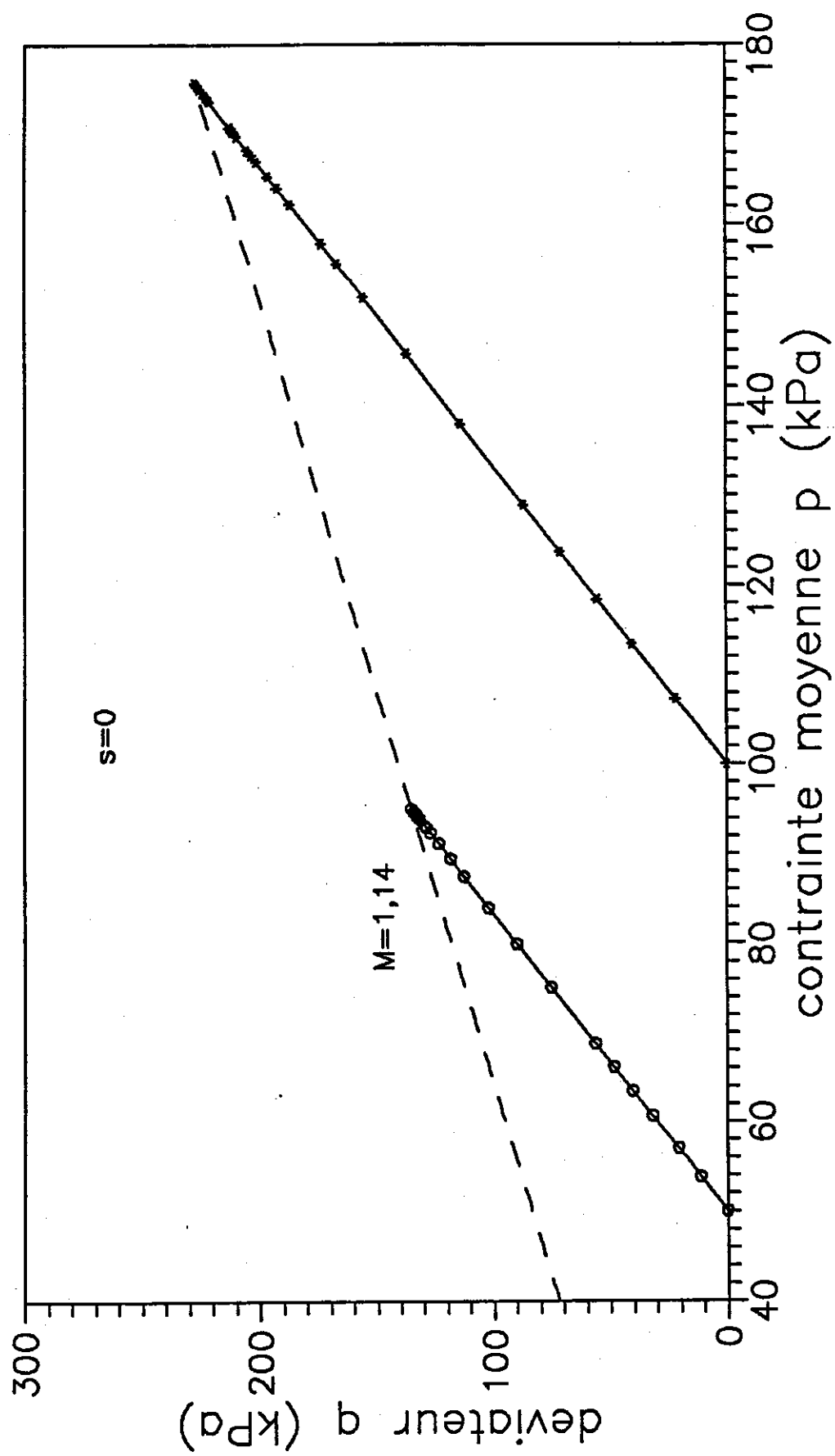


Figure 1-10 : Chemins de contraintes suivis lors des cisaillements à succion nulle

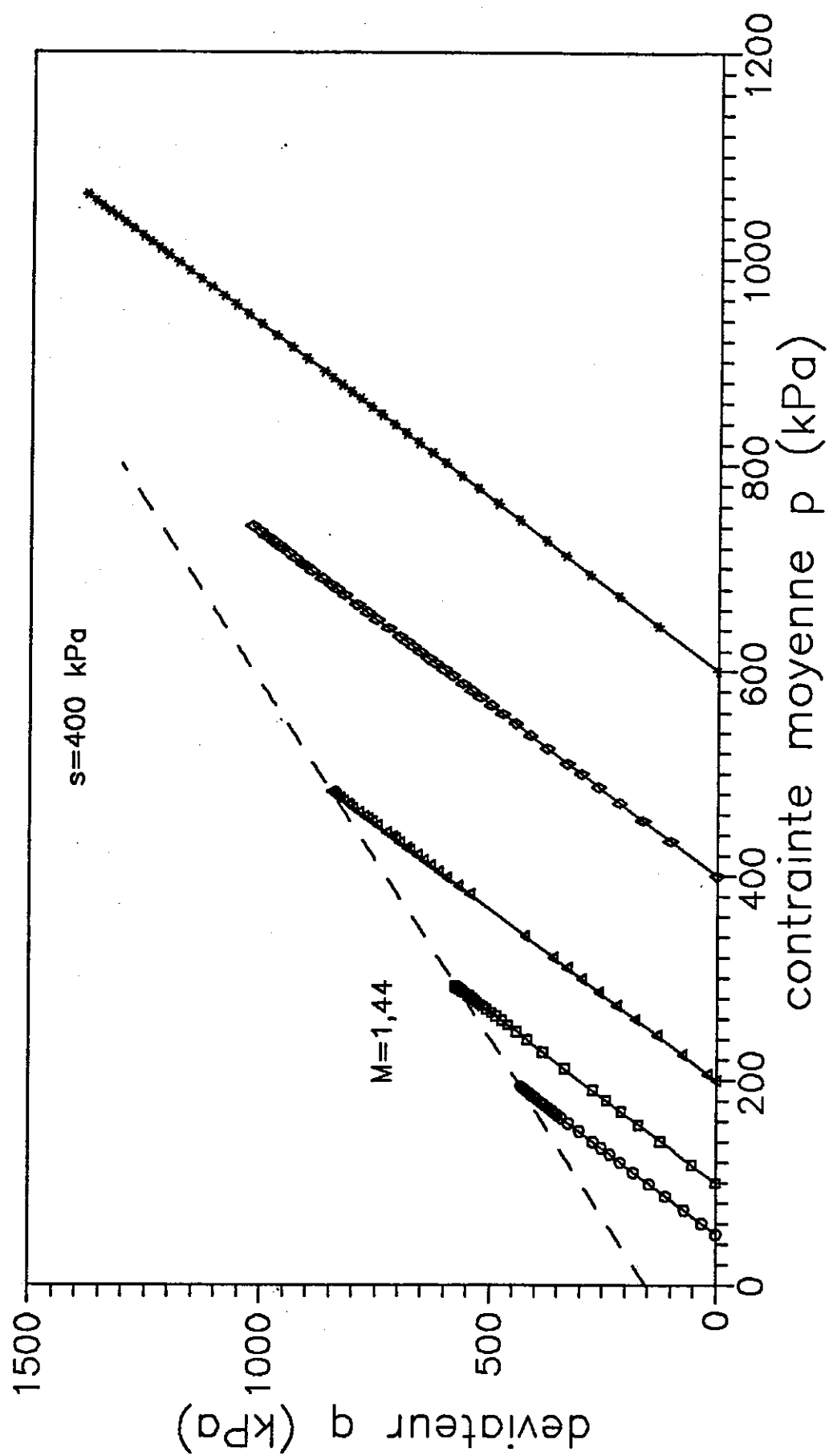


Figure 1-11 : Chemins de contraintes suivis lors des cisaillements à 400 kPa de succion

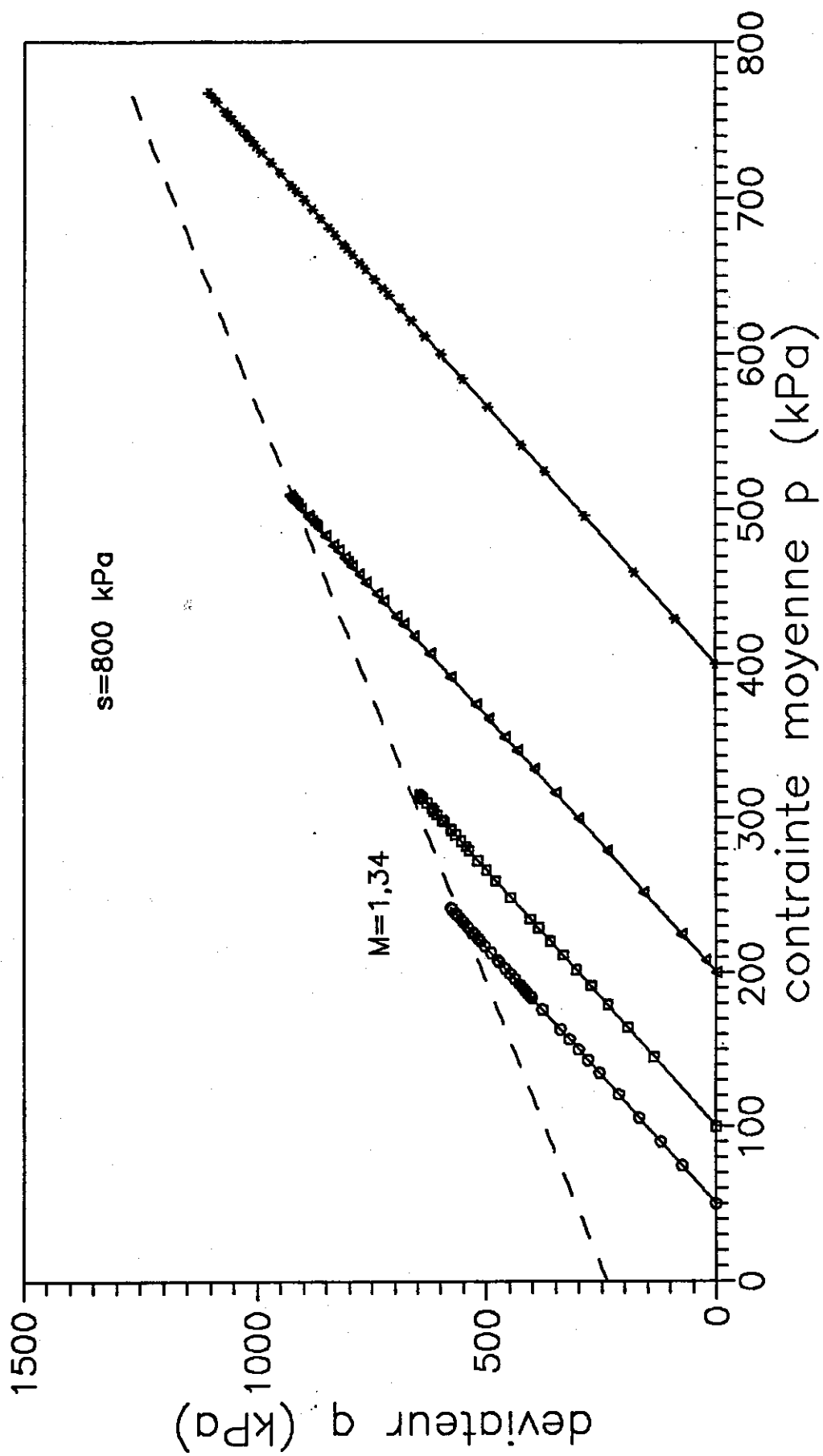


Figure 1-12 : Chemins de contraintes suivis lors des cisaillements à 800 kPa de succion

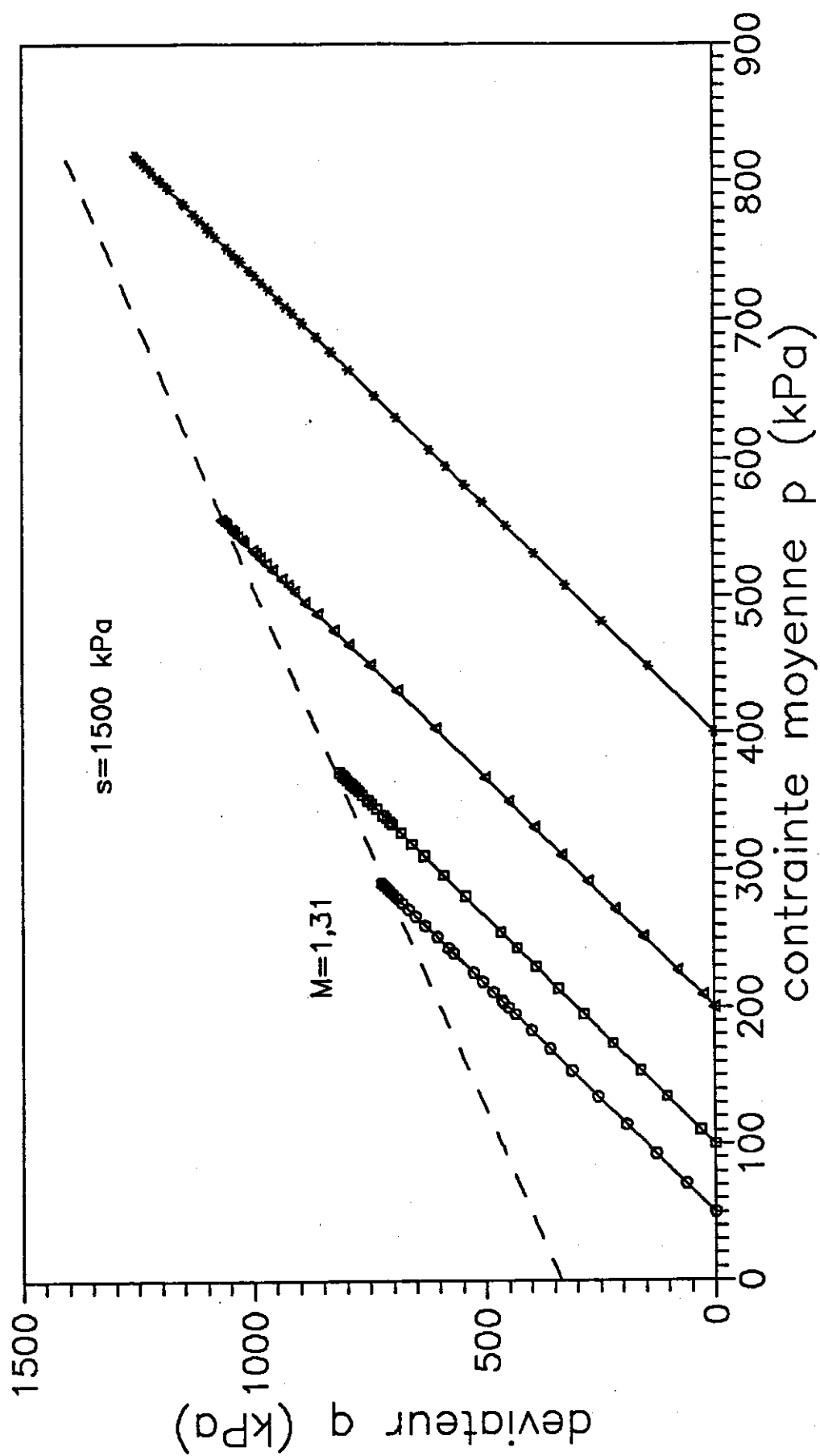


Figure 1-13 : Chemins de contraintes suivis lors des cisaillements à 1500 kPa de suction



## ANNEXE II

### COURBES DE VARIATIONS DE LA DIRECTION DE L'INCREMENT DE DEFORMATIONS





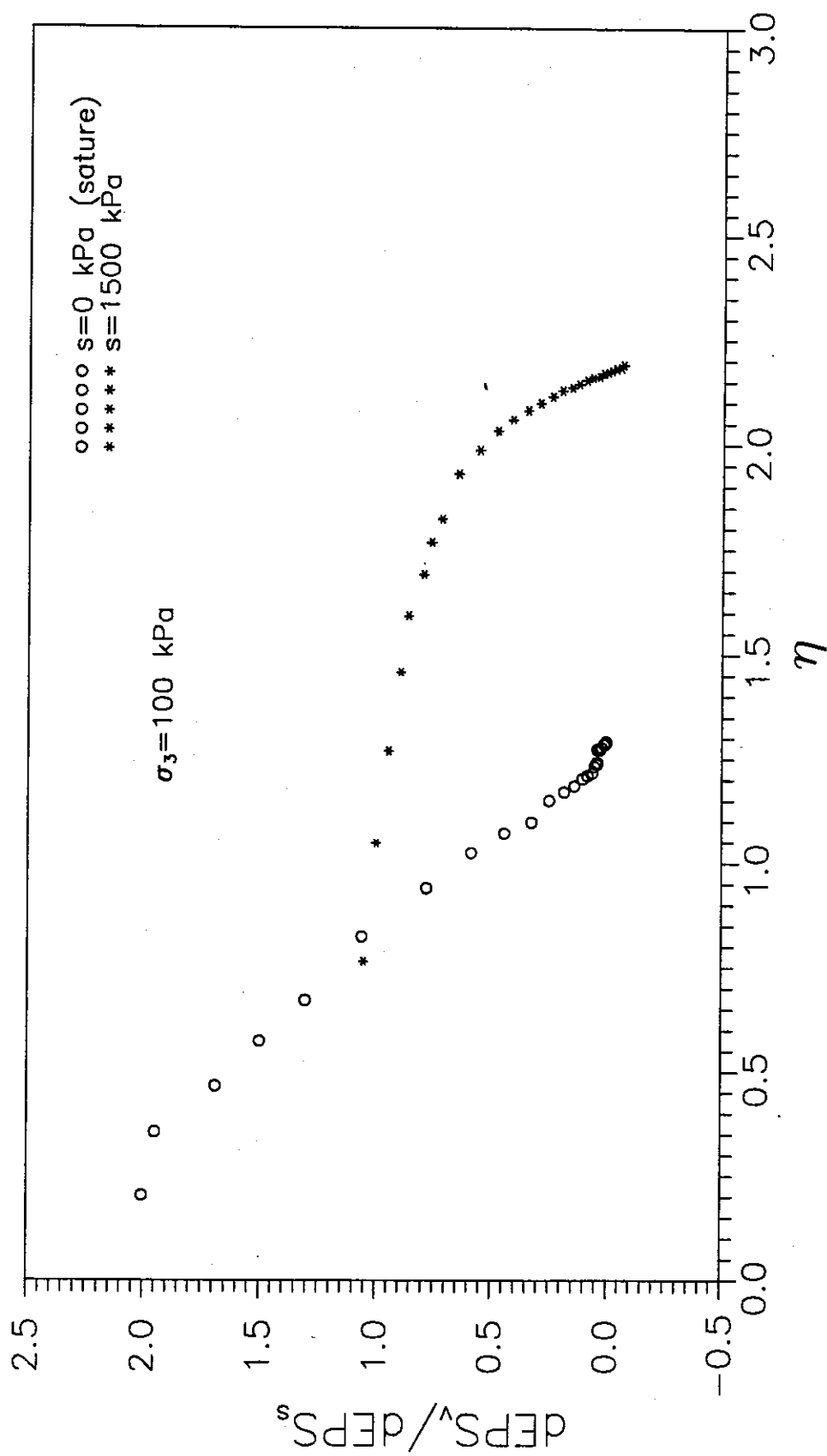


Figure 2-1 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements sous  $\sigma_3 = 100$  kPa

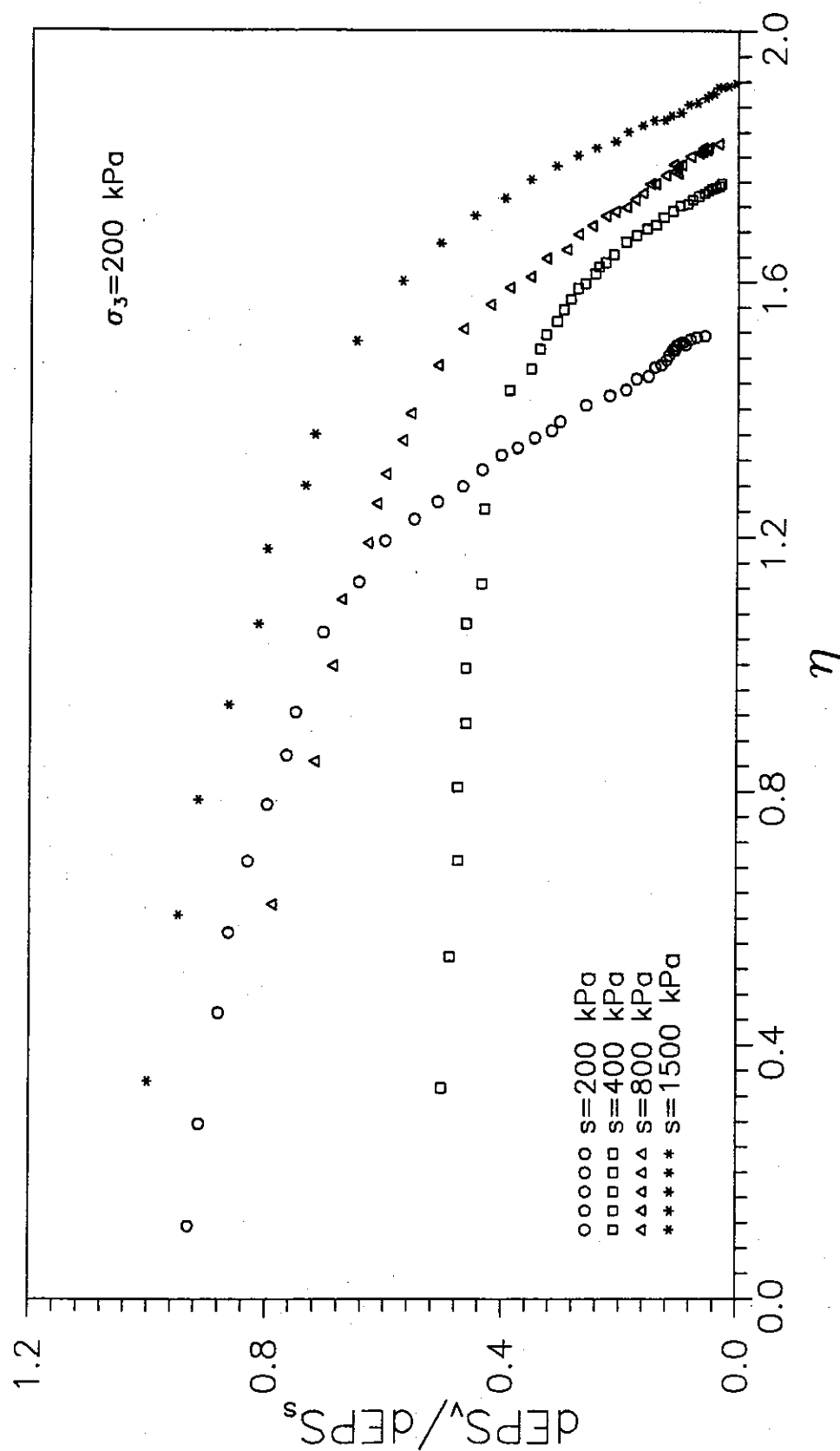


Figure 2-2 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements sous  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

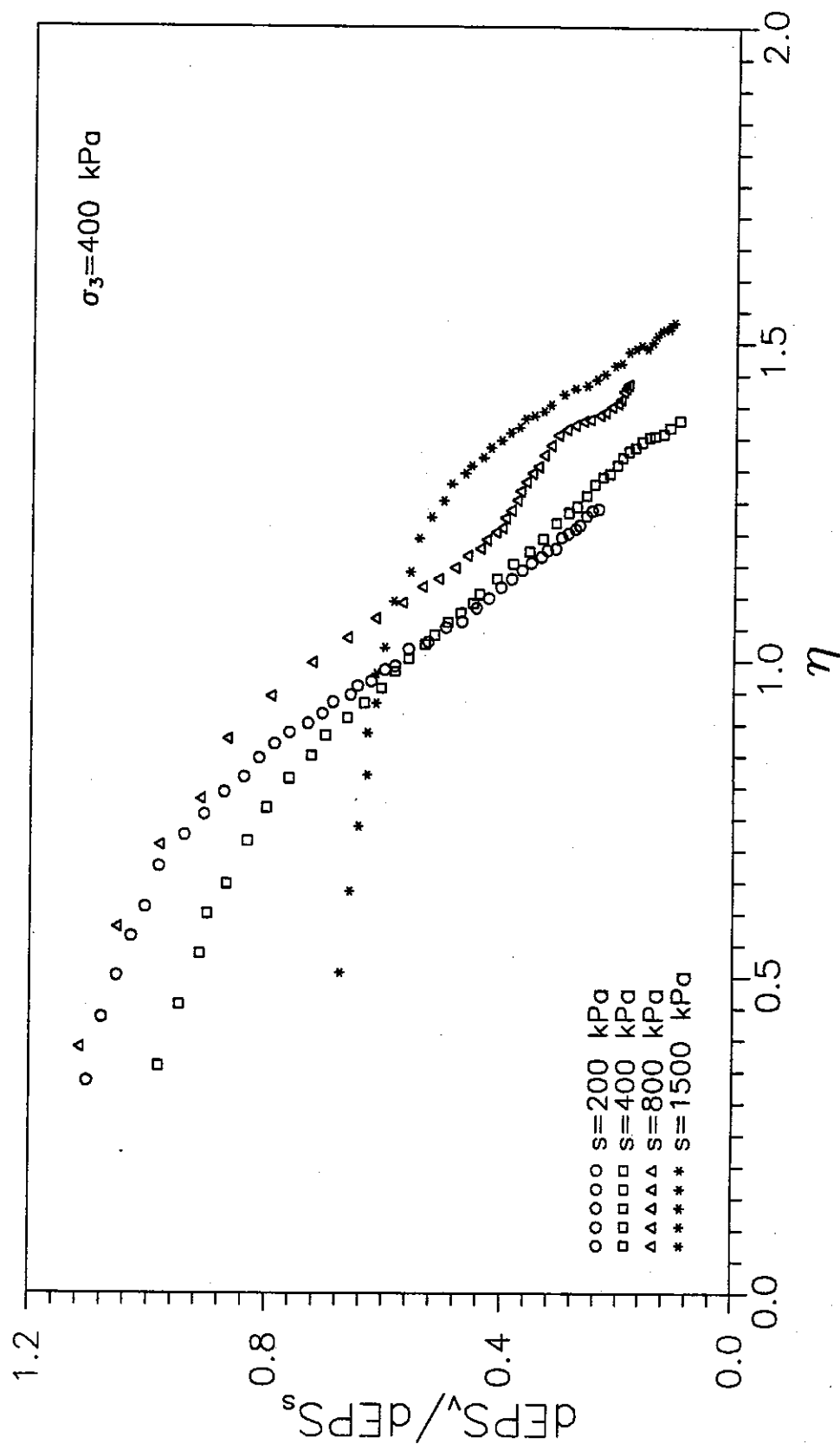


Figure 2-3 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements sous  $\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$

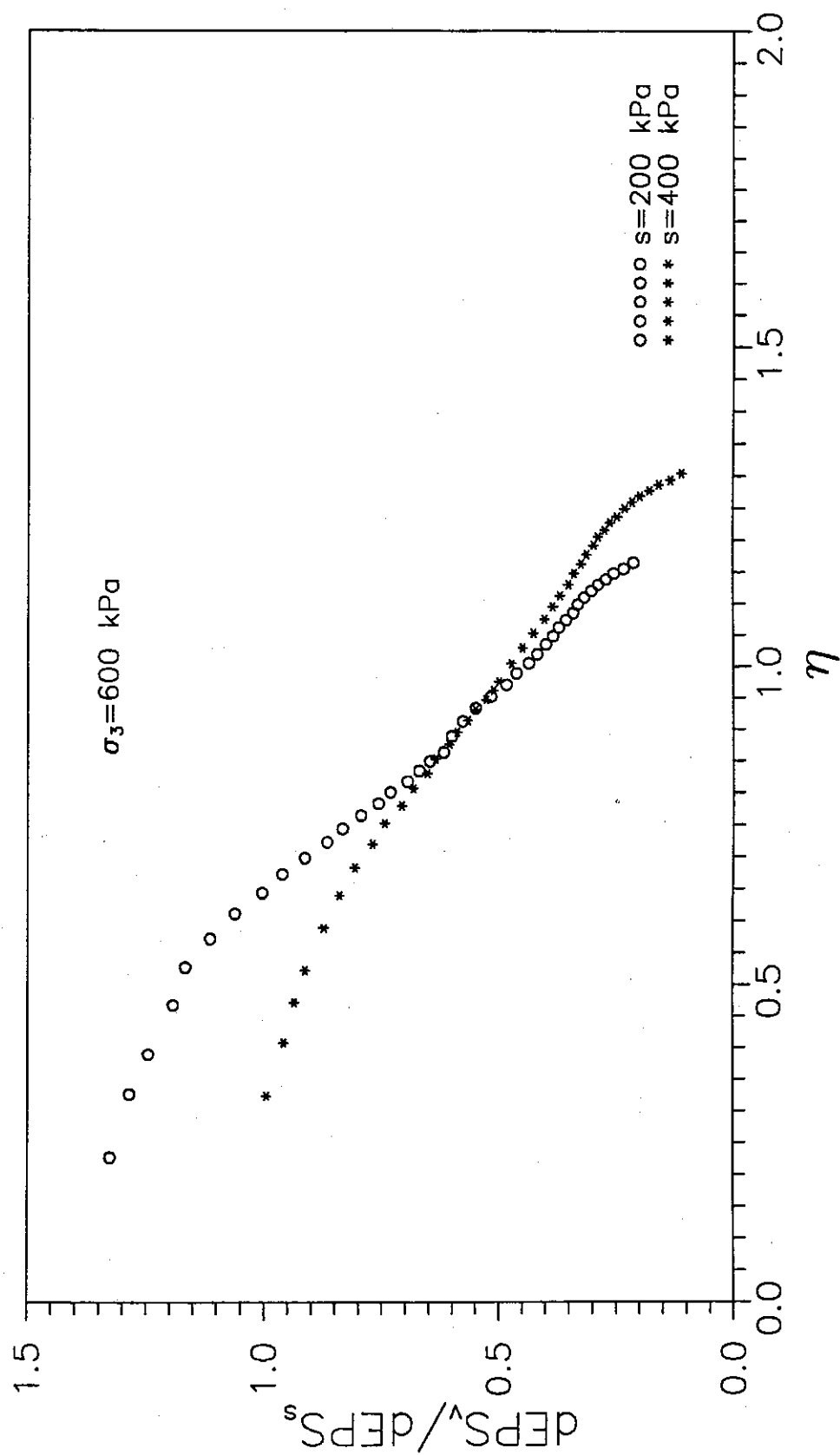


Figure 2-4 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements sous  $\sigma_3 = 600$  kPa

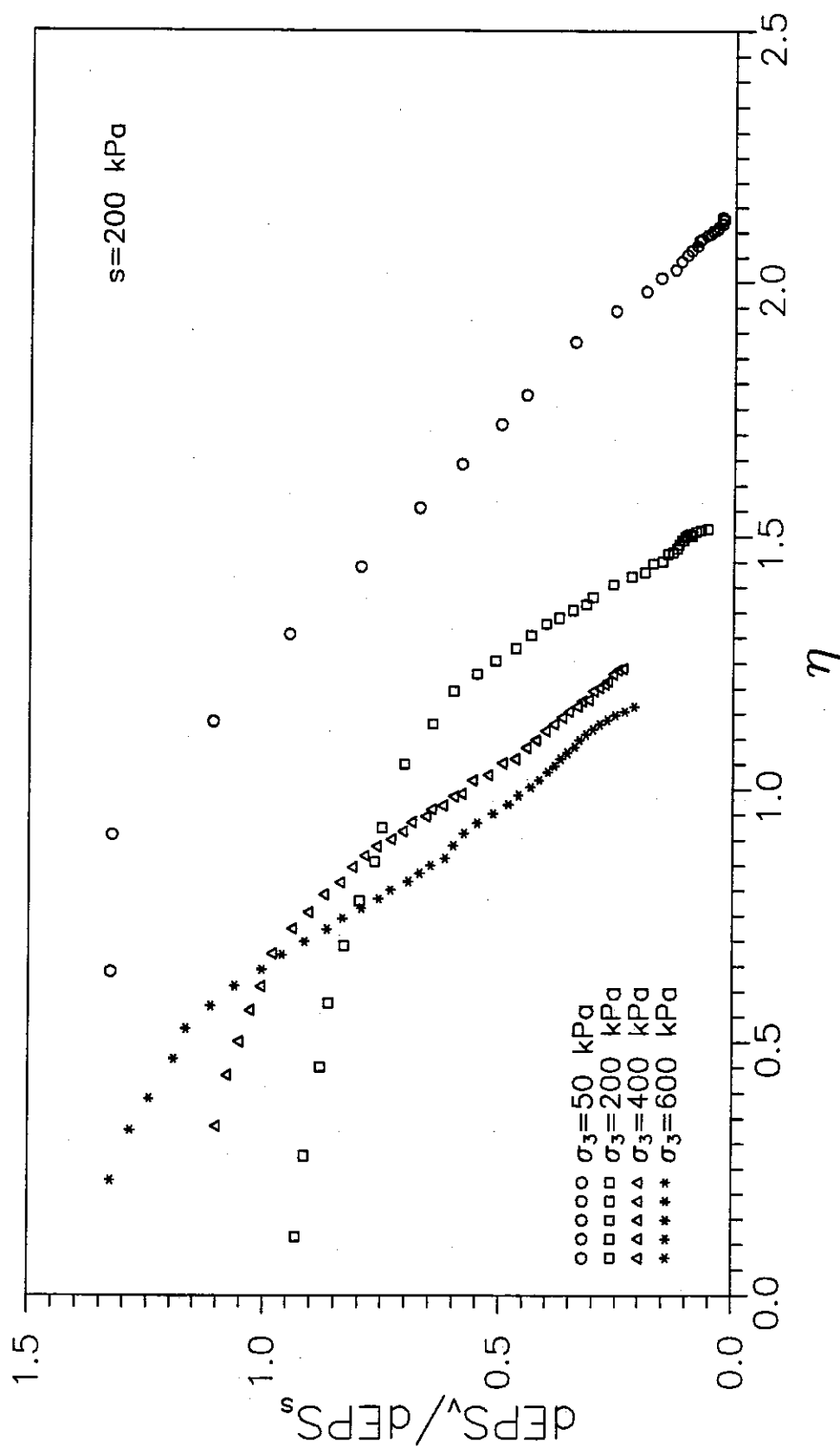


Figure 2-5 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements à 200 kPa de suction

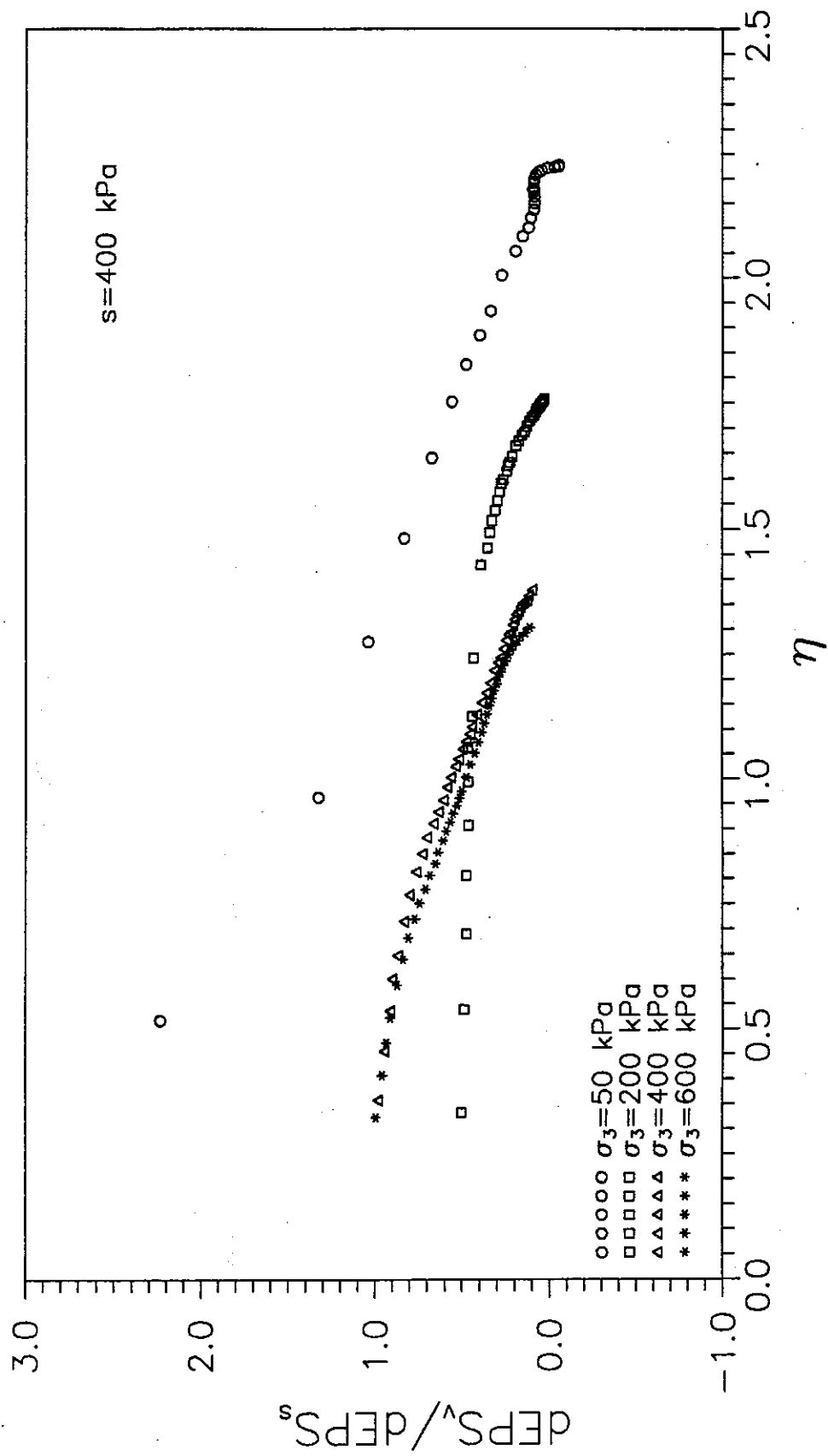


Figure 2-6 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements à 400 kPa de suction

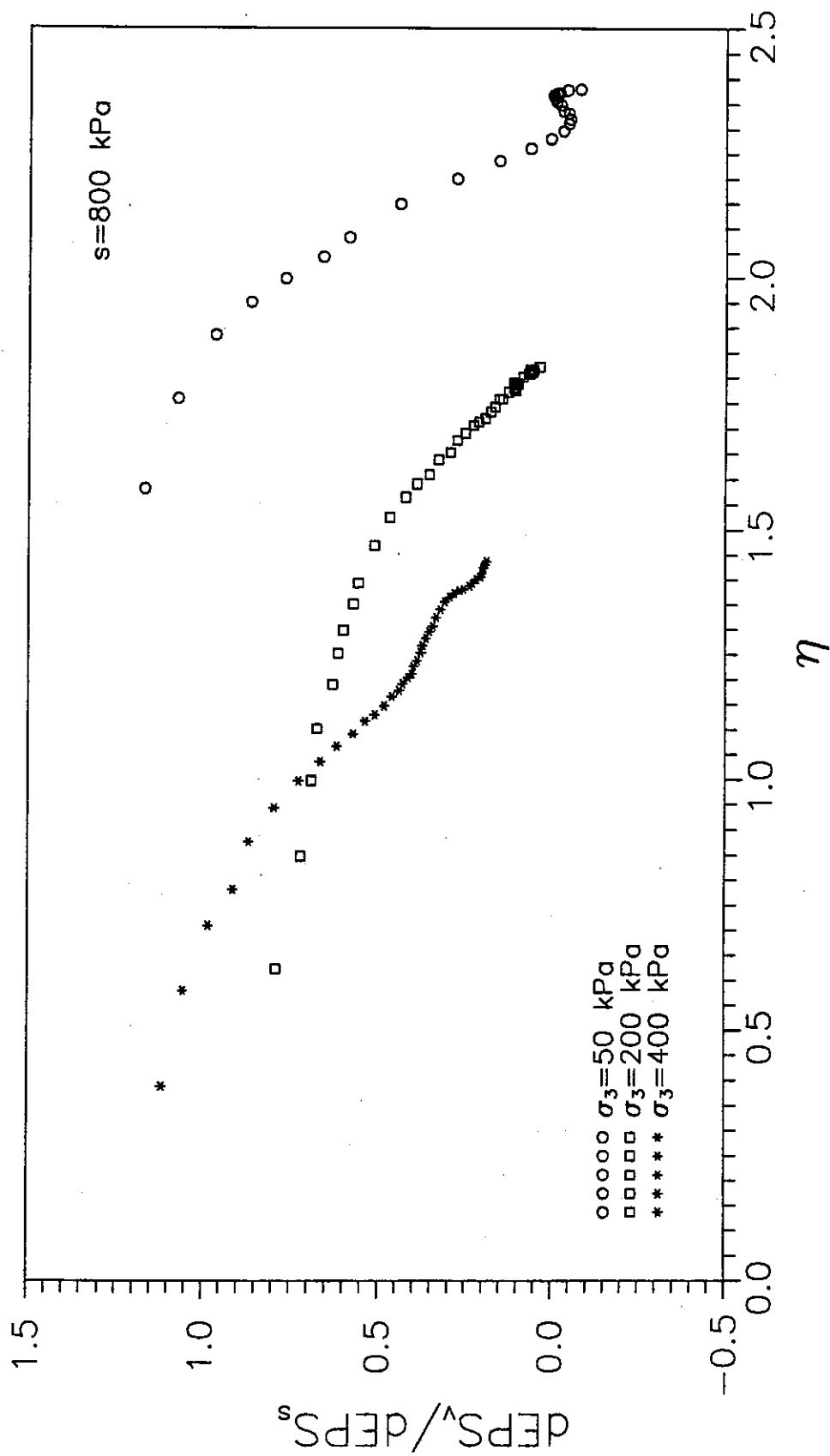


Figure 2-7 : Variations de la direction de l'incrément de déformations lors des cisaillements à 800 kPa de succion





### ANNEXE III

#### FORMULATION MATHEMATIQUE DU MODELE



# I Surfaces de charge

a) surface f1:

$$b^2 (p \cos\theta + q \sin\theta - c)^2 + a^2 (-p \sin\theta + q \cos\theta)^2 - a^2 b^2 = 0$$

avec

$$a = \frac{2p_0 p_k \cos^2\theta + (\frac{p_0}{p_s} - 1)p_k^2}{2p_0 \cos^3\theta + 2(\frac{p_0}{p_s} - 1)p_k \cos\theta}$$

$$c = \frac{(\frac{p_0}{p_s} - 1)p_k^2}{2p_0 \cos^3\theta + 2(\frac{p_0}{p_s} - 1)p_k \cos\theta}$$

$$b^2 = \frac{c \cdot \tan\theta [p_0 p_s \sin 2\theta + c \sin\theta (p_0 - p_s)]}{2c - (p_0 - p_s) \cos\theta}$$

$$\tan\theta = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$$

$$p_s = k s$$

$$\left(\frac{p_0}{p_c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{[\lambda(0) - \kappa] / [\lambda(s) - \kappa]}$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[ (1-r) \exp(-\beta s) + r \right]$$

$$p_k = M_k p_0$$

b) surface f2 :

$$s - s_0 = 0$$

## II Loi d'écoulement plastique

$$d\varepsilon_{vp}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial p}$$

$$d\varepsilon_s^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial q}$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{\mu}{\eta_r - \eta}$$

## III Lois d'écrouissage

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p$$

## IV Déformations élastiques

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{at}}$$

$$d\varepsilon_s^e = dq/G$$

Dans le cas où la succion est constante  $\Rightarrow f1 = 0$  et  $f2 < 0$ , en imposant la condition de consistance  $df1 = 0$ ,

$$\text{sachant } \begin{cases} d\varepsilon_{vp}^p = d\lambda u_p \\ d\varepsilon_s^p = d\lambda u_q \end{cases}$$

$$\text{avec } u_p = 1 \text{ et } u_q = \frac{u}{\eta_r - \eta}$$

on a :

$$\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds + \frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p} d\lambda u_p = 0$$

$$d\lambda = - \left( \frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds \right) / \frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p} u_p$$

En portant  $ds = 0$  dans la formule, on a :

$$d\lambda = - \left( \frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq \right) / \frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p} u_p$$

donc :

$$d\varepsilon_{vp}^p = - \left( \frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq \right) / \frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}$$

$$d\varepsilon_s^p = - \left( \frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq \right) \left( \frac{u}{\eta_r - \eta} \right) / \frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}$$

$$\text{avec : } \frac{\partial f_1}{\partial p} = 2b^2 (p \cos\theta + q \sin\theta - c) \cos\theta - 2a^2 (-p \sin\theta + q \cos\theta) \sin\theta$$

$$\frac{\partial f_1}{\partial q} = 2b^2 \sin\theta (p \cos\theta + q \sin\theta - c) + 2a^2 \cos\theta (-p \sin\theta + q \sin\theta)$$

$$\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} = \frac{\partial f_1}{\partial p_0} \cdot \frac{\partial p_0}{\partial p_0^*}$$

$$\text{avec : } \frac{\partial f_1}{\partial p_0} = \frac{\partial f_1}{\partial a} \frac{\partial a}{\partial p_0} + \frac{\partial f_1}{\partial d^2} \left( \frac{\partial b^2}{\partial c} \frac{\partial c}{\partial p_0} + \frac{\partial b^2}{\partial p_0} \right) + \frac{\partial f_1}{\partial c} \frac{\partial c}{\partial p_0}$$

où :

$$\frac{\partial p_o}{\partial p_c} = \frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa} \left( \frac{p_o^*}{p_c} \right)^{[\lambda(0) - \kappa] / [\lambda(s) - \kappa]}$$

$$\partial f_1 / \partial a = 2a[(-p \sin \theta + q \cos \theta)^2 - b^2]$$

$$\partial f_1 / \partial b^2 = (p \cos \theta + q \sin \theta - c)^2 - a^2$$

$$\partial f_1 / \partial c = -2b^2 (p \cos \theta + q \sin \theta - c)$$

$$\partial a / \partial p_o = (A1 B1 - C1 D1) / E1$$

où :

$$A1 = p_o [4M_k p_o \cos^2 \theta + 2(p_o / p_s - 1)M_k^2 p_o + p_k^2 (1/p_s - 1)]$$

$$B1 = 2p_o \cos^3 \theta + 2(p_o / p_s - 1)M_k p_o \cos \theta$$

$$C1 = 2p_o p_k \cos^2 \theta + (p_o / p_s - 1)p_k^2$$

$$D1 = 2\cos^3 \theta + 2\cos \theta [(1/p_s - 1)p_k + M_k (p_o / p_s - 1)]$$

$$E1 = B1^2$$

$$\partial b^2 / \partial c = (A2 B2 - C2 D2) / E2$$

où :

$$A2 = \operatorname{tg} \theta [p_o p_s \sin 2\theta + 2c \sin \theta (p_o - p_s)]$$

$$B2 = 2c - (p_o - p_s) \cos \theta$$

$$C2 = c \operatorname{tg} \theta [p_o p_s \sin 2\theta + c \sin \theta (p_o - p_s)]$$

$$D2 = 2$$

$$E2 = B2^2$$

$$\partial c / \partial p_o = (A3 B3 - C3 D3) / E3$$

où :

$$A3 = 2(p_o/p_s - 1)M_k^2 p_o + (1/p_s - 1) p_k^2$$

$$B3 = 2p_o \cos^3 \theta + 2(p_o/p_s - 1)p_k \cos \theta$$

$$C3 = (p_o/p_s - 1)p_k^2$$

$$D3 = D1$$

$$E3 = B3^2$$

$$\partial b^2 / \partial p_o = (A4 B4 - C4 D4) / E4$$

où :

$$A4 = c \operatorname{tg} \theta (p_s \sin 2\theta + c \sin \theta)$$

$$B4 = B2$$

$$C4 = - \cos \theta$$

$$E4 = B4^2$$

$$\frac{\partial p_o^*}{\partial c_{vp}^p} = \frac{v p_o^*}{\lambda(0) - \kappa}$$

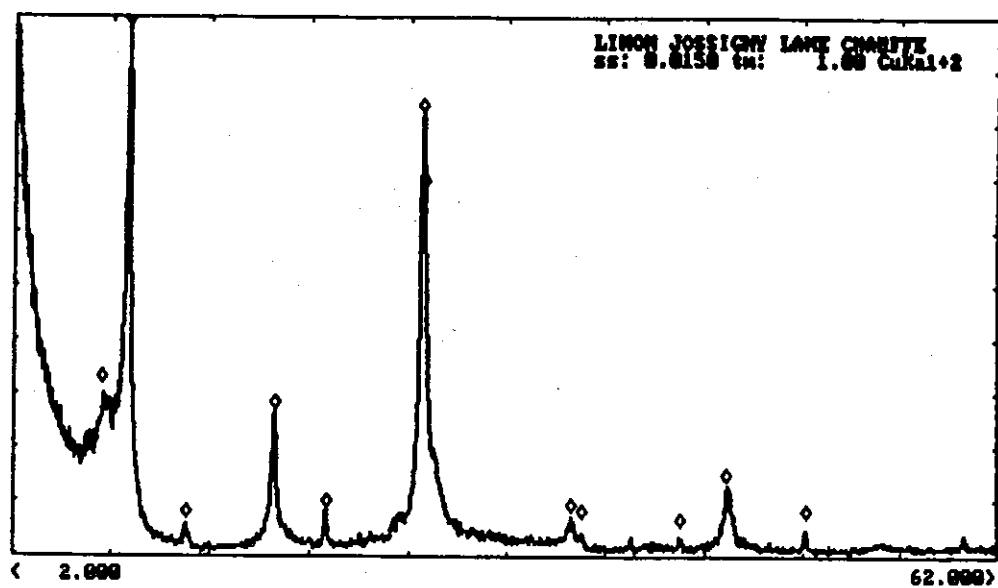
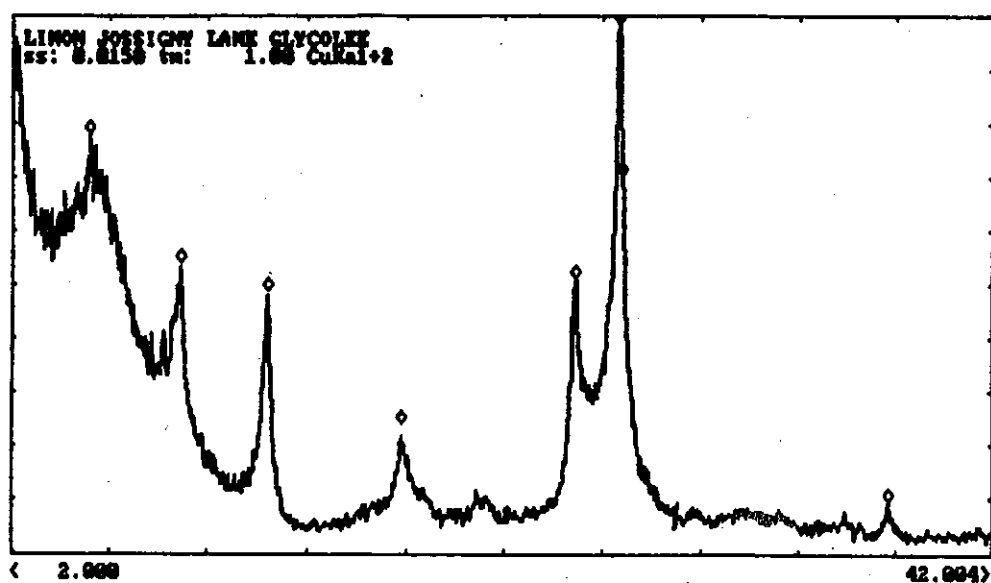
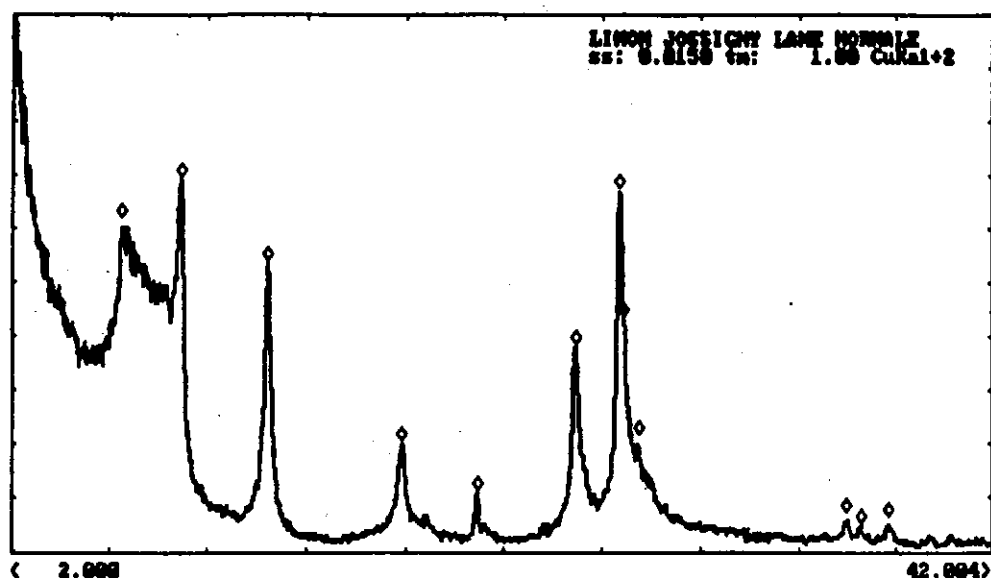




## **ANNEXE IV**

### **SPECTRES DIFFRACTOMETRIQUES**





Spectres diffractométriques des trois lames du limon de Jossigny (Lapeyre 1992)



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AHMED S., LOVELL C.W. & DIAMOND S. 1974. Pore sizes and strength of compacted clay. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 100 (GT4), pp. 407-425.

AITCHISON G.D. & WOODBURN J.A. 1969. Soil suction foundation design. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, pp. 1-8, Mexico.

ALONSO E.E., BATTLE F., GENS A. & LLORET A. 1988. Consolidation analysis of partially saturated soils - Application to earth dam construction. Proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 2, pp. 1301-1308, INNSBRUCK.

ALONSO E.E., GENS A. & JOSA A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40 (3), pp. 405-430.

ALONSO E.E., GENS A. & HIGHT D.W. 1987. Special problems soils. General report. Comptes Rendus de la 9e Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, 3, pp. 1087-1146, DUBLIN.

ANGULO R. 1989. Caractérisation hydrodynamique de sols déformables partiellement saturés. Etude expérimentale à l'aide de la spectrométrie gamma double-sources. Thèse de doctorat, Institut de Mécanique de Grenoble, 209 p.

AUDIGUIER-MACEL M. 1979. Contribution à l'étude du comportement de l'eau dans les sols en fonction de leur texture. Mémoire de DEA, CGI, 149 p.

AUDIGUIER-MARCEL M. & DELAGE P. 1987. Etude microscopique et porosimétrie de sols fins naturels dans une perspective géotechnique. Micromorphologie des sols, pp. 493-500.

AZIZI F. 1987. Loi de comportement des sols raides (Détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de romainville). Thèse de doctorat de l'Université de Technologie de Compiègne, 195 p.

BAKER R. & DESAI C.S. 1984. Induced anisotropy during plastic straining. International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics 8, pp. 167-185.

BANERJEE P.K., STIPHO A.S. & YOUSIF N.B. 1985. A theoretical and experimental investigation of the behaviour of anisotropically consolidated clay. Developments in soil mechanics and foundation engineering 2: Stress-strain modelling of soils, pp. 1-41.

BEROS M. 1990. L'occlusion de l'air dans un sol compacté. rapport PFE, ENPC, CERMES, 136 p.

BERTIN M. Thermodynamique. troisième édition, 343 p.

- BISHOP A.W. 1959. The principle of effective stress. *Technisk Ukeblad* 106(39), pp. 859-863.
- BISHOP A.W. & DONALD I.B. 1961. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, pp. 13-21, Paris.
- BLIGHT G.E. 1967. Effectives stress evaluation for unsaturated soils. *Proc. Am. Soc. Civ. Eng.* 93(SM2), pp. 125-148.
- BLONDEAU P. 1992. Le point de vue du contrôleur technique. *Revue Française de Géotechnique*, n°58, pp. 15-22.
- BOEHLER J.P. 1984. Anisotropie et comportement rhéologique des matériaux. CR 19e Coll. GFR, Paris, nov. 1984, éditions CEPADUES, Toulouse, 1986, pp. 19-50.
- BOUCHE M. 1967. Propriétés physiques et mécaniques des sols fins compactés. *ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Série: Sols et Fondation* 65, n°240, pp. 1704-1727.
- BURGHIGNOLI A., PANE V. & CAVALERA L. 1991. Monotonic loading. *Proceedings of X CEMSTF*, vol. III, FIRENZE, pp. 961-979.
- BURLAND J.B. 1965. Some aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soils. *Moisture Equilibria and Moisture Change Beneath Covered Areas*, pp. 270-278, Butterworths. Sydney.
- CAMAPUM DE CARVALHO J., CRISPEL J.J., LEGRAND C. & MIEUSSENS C. 1986. Influence de l'état de contrainte de saturation sur le comportement mécanique d'une marne compactée. *ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Série: Sols et Fondations* 196, n°444, pp.78-87.
- CAMAPUM DE CARVALHO J., CRISPEL J.J., MIEUSSENS C. & NARDONE A. 1987. La reconstitution des éprouvettes en laboratoire: Théorie et pratique opératoire. *Rapport de recherche LPC*, n°145, 54 p.
- CASAGRANDE A. 1936. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Comptes rendus, 1er Cong. Int. Méc. Sols et trav. Fond.* cambridge 3, pp. 30-64.
- CHEN W.F. & BALADI G.Y. 1985. *Soil Plasticity, Theory and Implementation*. Elsevier Science Publishers B.V., 231 p.
- CHEN W.F., MIZUNO E. 1990. *Nonlinear analysis in soil mechanics, Theory and implementation*. Elsevier Science Publishing Company Inc., New York, 661p.
- CLAUSEN C.J.F., GRAHAM J. & WOOD D.M. 1984. Yielding in soft clay at Mastemyr, Norway. *Géotechnique* 34, No.4, pp. 581-600.
- CLEMENCE S.P. & FINBARR A.O. 1981. Design considerations for collapsible soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 107, GT3, pp. 305-317.
- CRONEY D. 1952. The movement of air and water permeability in unsaturated soil. *Géotechnique* 3(1), pp. 1-16.

CUI Y.J. 1989. Comportement des sols non saturés. rapport de DEA, ENPC, CERMES, 43 p.

CUI Y.J. & DELAGE P. 1990. Comportement d'un limon non saturé. Aspects déviatoriques et volumiques à succion contrôlée. Comptes Rendus des Journées Scientifiques du GRECO Géomatériaux, pp. 413-422, Le Pradet.

CUI Y.J. & DELAGE P. 1993. On the elasto-plastic behavior of an unsaturated silt. Proceedings for the session on unsaturated soil, ASCE National Convention, Dallas 1993.

DANIEL D.E. 1982. Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers. Soil Science Society of America Journal 20(6), pp. 1125-1129.

DAY R.W. 1991. Collapse of compacted sand. ASCE Journal of Geotechnical Engineering 117, No.11, pp. 1818-1820.

DELAGE P. 1987. Aspects du comportement des sols non-saturés. Revue Française de Géotechnique 40, pp. 33-43.

DELAGE P. 1989. Colapso de un terraplen mal compactado. Simposio sobre el agua y el terreno en las infraestructuras viarias, pp. 235-240, Torremolinos, (Espana).

DELAGE P. 1989. Effondrement d'un remblai compacté trop sec. Comptes Rendus de la XII<sup>e</sup> Conférence Internationale, 1, pp. 587-588, Rio de Janeiro.

DELAGE P. 1979. Etude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensibles du Québec. Thèse Docteur-Ingénieur, C.G.I., Ecole des Mines Paris, 133 p.

DELAGE P., AUDIGUIER M. & CUI Y.J. 1992. Microstructure d'un limon compacté. Structure et comportement mécanique des géomatériaux; Colloque René Houpert, Nancy 1992, pp. 67-76.

DELAGE P. & PELLERIN F.M. 1984. Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec. Clay Minerals 19, pp. 151-160.

DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. & VICOL T. 1992. Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, Texas.

DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. & DE LAURE E. 1987. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. Comptes Rendus de la 9<sup>ème</sup> Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, 1, pp. 26-28, DUBLIN.

DELAGE P., TESSIER D., & AUDIGUIER-MARCEL M. 1982. Use of the cryoscan apparatus for observation of freeze-fractured planes of a sensitive Quebec clay in scanning electron microscopy. Canadian Geotechnical Journal 19, No. 1, pp. 111-114.

DELAGE P., VICOL T. & SURAJ DE SILVA G.P.R. 1988. Etude de la compressibilité et de la perméabilité du limon de Jossigny non-saturé. Comptes Rendus des Journées Scientifiques du GRECO Géomatériaux, pp. 227-240, AUSSOIS.



DELAGE P., VICOL T., DE LAURE E. 20 Décembre 1990. Nouveau procédé et dispositif de mise en oeuvre pour la mesure en régime transitoire de la perméabilité des milieux poreux non-saturés. Dépôt de brevet N° 90 16045, PARIS.

DIAMOND D.S. 1971. Microstructure and pore structure of impact-compacted clays. *Clay & Clay Minerals* 19, pp. 239-249.

DIAMOND D.S. 1970. Pore size distribution in clays. *Clays and clay minerals* 18, pp. 7-23.

ESCARIO V. 1990. Strength and deformation testing of soils under controlled suction. Colloque sur les sols non saturés, Ecole Polytechnique Fédérale de lausanne, Suisse.

ESCARIO V. 1980. Suction controlled penetration and shear tests. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils II, Denver, A.S.C.E., pp. 781-797.

ESCARIO V. 1969. Swelling of soils in contact with water at a negative pressure. International Conference on expansive soils, pp. 207-217, Texas AM, College Station.

ESCARIO V. & SAEZ J. 1973. Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. Conference on Expansive soils, Haifa 1973, pp. 195-200.

ESCARIO V. & SAEZ J. 1986. The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique* 36(3), pp. 453-456.

FOLKES D.J. & CROOKS J.H.A. 1985. Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments. *Canadian Geotechnical Journal* 22, pp. 357-374.

FREDLUND D.G. 1967. Comparison of soil suction and one-dimensional consolidation characteristics of highly plastic clay. Paper N° 245 of the Division of Building Research, Ottawa.

FREDLUND D.G. & HASAN J.V. 1979. One dimensional consolidation theory: unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 16, pp. 521-531.

FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. & WIDGER A. 1978. Shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal* 15(13), pp. 313-321.

FREDLUND D.G., RAHARDJO H. & GAN J.K.M. 1987. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. 6th International Conference on Expansive Soils, pp. 49-54, New Delhi.

GARCIA-BENGOCHEA I. 1978. The relation between permeability and pore size distribution of compacted clayey silts. Joint highway research project, Purdue University, 179 p.

GARCIA-BENGOCHEA I., LOVELL C.W. & ALTSCHAEFFL A.G. 1979. Pore distribution and permeability of silty clays. *Journal of The Geotechnical Engineering Division GT7*, pp. 839-856.

- GAUDON P. 1980. Technique et interprétation de la diffractométrie de rayons X. rapport interne, CGI, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 27 p.
- GENS A. 1982. Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay. Ph. D. Thesis, Imperial college of science and technology, 843 p.
- GIBBS H.J. & BARA J.P. 1962. Predicting surface subsidence from basic soil tests. ASTM STP 322, pp. 231-247.
- GILLOTT J.E. 1973. Methods of sample preparation for microstructural analysis of soils. In Soil Microscopie, edited by G.K. Rutherford, Kingston, Ontario, Canada.
- GRAHAM J., CROOKS J.H.A. & LAU S.L.K. 1988. Yield envelopes : identification and geometric properties. Géotechnique 38, No.1, pp. 125-134.
- GRAHAM J., NOONAN M.L. & LEW K.V. 1983. Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay. Canadian Geotechnical Journal 20, pp. 502-516.
- HOGENTOGLER C.A. 1936. Essentials of soils compaction. Proc. Highway research Bd, Nat. research council, Washington, D.C.(139-316)
- HOLTZ W. 1983. The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clays in the United States of America. Géotechnique 23, n°2, pp. 159-163.
- JENNINGS J.E.B & BURLAND J.B. 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Géotechnique 12(2), pp. 125-144.
- JOSSAUME H. & AZIZI F. 1991. Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien. Revue Française de Géotechnique, n°54, pp. 13-25.
- JUANG C.H. 1981. Pore size distribution of sandy soils and the prediction of perméability. Joint highway research project, Purdue University, 109 p.
- JUANG C.H. & HOLTZ R.D. 1986. Fabric, pore size distribution, and permeability of sandy soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering 112, No.9, pp. 855-869.
- KARUBE D. 1983. Effect of suction on soil behaviour. Proc. 7th asian Reg. conf. on SMFE, 1, pp. 30-35, Haïfa.
- KARUBE D. 1988. New concept of effective stress in unsaturated soil and its proving test. Advanced triaxial testing of soil and rock. ASTM STP 977, pp. 539-552, Philadelphia.
- KASSIF G. & BEN SHALOM A. 1971. Experimental relationship between swell pressure and suction. Géotechnique 21(3), pp. 245-255.
- KRAHN J., FREDLUND D. & KLASSEN M. Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. Canadian Geotechnical Journal 26, n°2, pp. 269-278.
- LAMBE T.W. 1958. The engineering behaviour of compacted clay. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 84, SM2, pp. 1655.1-1655.35.

LAMBE T.W. 1958. The structure of compacted clay. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 84(SM2), pp. 1-34.

LANIER J., DI PRISCO C. & NOVA R. 1991. Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun. Revue Française de Géotechnique, n°57, pp. 59-74.

LAPIERRE C., LEROUÉIL S. & LOCAT J. 1990. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. Canadian Geotechnical Journal 27, pp. 761-773.

LAWTON E.C., FRAGASZY R.J. & HARDCASTELE J.H. 1991. Stress ratio effects on collapse. ASCE Journal of Geotechnical Engineering 117, No.5, pp. 714-730.

LEROUÉIL S. 1977. Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles. Thèse de doctorat de l'université LAVAL, Tome I, 315 p.

LEROUÉIL S., MAGNAN J.P. & TAVENAS F. 1985. Remblais sur argiles molles. LCPC et Technique et Documentation (Lavoisier), 342 p.

LEROUÉIL S., SAMSON L. & BOZOUK M. 1983. Laboratory and field determination of preconsolidation pressures at Gloucester. Canadian Geotechnical Journal 20, pp. 477-491.

LEROUÉIL S., TAVENAS F., BRUCY F., LA ROCHELLE P. & ROY M. 1979. Behaviour of destructured natural clays. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division 105(GT6), pp. 759-778.

LEROUÉIL S. & TAVENAS F. 1979. Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay: Discussion. Canadian Geotechnical Journal 16, pp. 616-620.

MAGNAN J.P. 1989. Le comportement mécanique des sols et sa modélisation. cours de DEA, pp. 37-60.

MAGNAN J.P., SHAHANGUIAN S. & JOSSAUME H. 1982. Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue Française de Géotechnique, n°20, pp. 13-18.

MATYAS E.L. & RADHAKRISHNA H.S. 1968. Volume change characteristics of partially saturated soil. Géotechnique 18(4), pp. 432-448.

MITCHELL J.K. 1976. Fundamentals of Soil Behaviour, John WILEY, New-York.

MITCHELL R.J. 1970. On the yielding and mechanical strength of Leda clays. Canadian Geotechnical Journal 7, pp. 297-312.

MITCHELL R.J. & WONG P.K.K. 1973. The generalized failure of an Ottawa Valley Champlain sea clay. Canadian Geotechnical Journal 10, pp. 607-616.

MOULIN G. 1989. Caractérisation de l'état limite de l'argile de Pornic. Canadian Geotechnical Journal 26, pp. 705-717.

MROZ Z., NORRIS V.A. & ZIENKIEWICZ O.C. 1981. An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic. Géotechnique 31, No.4, pp. 451-469.

- MROZ Z., NORRIS V.A. & ZIENKIEWICZ O.Z. 1979. Application of anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils. *Géotechnique* 29, No.1, pp. 1-34.
- NOVA R. & WOOD D.M. 1979. A constitutive model for sand in triaxial compression. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics* 3, pp. 255-278.
- OKA F., LEROUÉIL S. & TAVENAS F. 1989. A constitutive model for natural soft clay with strain softening. *Soils and Foundations* 29, No.3, pp. 54-66.
- PIETRUSZCZAK S. & MROZ Z. 1983. On hardening anisotropy of Ko-consolidated clays. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics* 7, pp. 19-38.
- POOROOSHAB H.B. & PIETRUSZCZAK S. 1985. On yielding and flow of sand ; A generalized two-surface model. *Computers and Geotechnics* 1, pp. 33-58.
- POPESCU M. 1986. A comparison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. *Engineering Geology* 23, pp. 145-163.
- PRAPAHARAN S., ALTSCHAEFFL A.G. & DEMPSEY B.J. 1985. Moisture curve of compacted clay : Mercury intrusion method. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 111, No.9, pp. 1139-1143.
- PRAPAHARAN S., WHITE D.M. & ALTSCHAEFFL A.G. 1991. Fabric of field- and laboratory-compacted clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 117, No.12, pp. 1934-1940.
- PUIATTI D. & GESTIN G. 1983. Tassement propre des remblais, influence de la compacité, du degré de saturation et du mode de compactage. *Bull. liaison labo. P. et Ch.* 127, Réf. 2820, pp. 67-71.
- RAVINA I. 1983. The influence of vegetation on moisture and volume change. *Géotechnique* 23, n°2, pp. 151-157.
- RICHARDS B., PETER P. & EMERSON W. 1983. The effects of vegetation on the swelling and shrinking of soils in Australia. *Géotechnique* 23, n°2, pp.127-139.
- ROSCOE K.H. & BURLAND J.B. 1968. On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay. *Symposium on Engineering Plasticity, Cambridge*, pp.535-610.
- ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N. & WROTH C.P. 1958. On the yielding of soils. *Géotechnique* 8, pp. 22-53.
- SCHOFIELD A.N. & WROTH C.P. 1968. *Critical state soil mechanics*. London : McGraw-Hill.
- SEED H.B & CHAN C.K. 1959. Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE*, vol.85, n°SM5.
- SEKER E. 1983. Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 224 p.

- SRIDHARAN A., ALTSCHAEFFL A.G. & DIAMON S. 1971. Pore size distribution studies. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division SM5, pp. 771-787.
- SURAJ DE SILVA G.P.R. 1987. Etude expérimentale du comportement d'un limon non saturé sous succion contrôlée. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, PARIS, 222 p.
- TANIMOTO K., TANAKA Y. & YANAGIDA Y. 1983. Time dependent collapse of unsaturated soil. Proc. of the 7th Asian Regional Conference On Soil Mechanics and Foundation engineering, 14-19 august 1983 Haïfa, Israël, pp.88-93.
- TAVENAS F., DES ROSIERS J.P., LEROUÉIL S., LAROCHELLE P. & ROY M. 1979. The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. Géotechnique 29, pp. 285-303.
- TAVENAS F. & LEROUÉIL S. 1979. Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. Revue Française de Géotechnique, n°6, pp. 27-49.
- TESSIER D. 1984. Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Thèse Univ. Paris VIII, I.N.R.A. Pub., Versailles, 361 p.
- TESSIER D. 1975. Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles. Thèse CNAM, Laboratoire de Géologie Appliquée, Paris.
- TESSIER D. & BERRIER J. 1978. Observations d'argiles hydradées en microscopie électronique à balayage. Importance et choix de la technique de préparation. Proceedings of the 5th International Working-Meeting on Soil Micromorphology, Granada, pp.117-135.
- TOLL D.G. 1990. A framework for unsaturated soil behaviour. Géotechnique 40, No.1, pp. 31-44.
- VANDANGEON P. 1992. Exemples de sinistres en région parisienne. Revue Française de Géotechnique, n°58, pp. 7-14.
- VICOL T. 1990. Comportement hydraulique et mécanique d'un limon nonsaturé. Application à la modélisation. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, PARIS, 223 p.
- WHEELER S.J. & SIVAKUMAR V. 1992. Critical state concepts for unsaturated soil. Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils. Dallas, Texas 1, pp. 167-172.
- WILLIAMS A. & PIDGEON J. 1983. Evapo-transpiration and heaving clays in South Africa. Géotechnique 23, n°2, pp. 141-149.
- WILLIAMS J. & SHAYKEWICH C.F. 1969. An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water potential. Canadian Journal Soil Science 49, No.3, pp. 397-401.
- WONG P.K.K. & MITCHELL R.J. 1975. Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay. Géotechnique 25, No.4, pp. 763-782.

WOOD D. M. 1980. Yielding in soft clay at Bäckebol, Sweden. *Géotechnique* 30, No.1, pp. 49-65.

WOOD D.M. 1980. Yielding in soft clay at Bäckebol, Sweden: Discussion. *Géotechnique* 30, No.1, pp. 49-65.

YASUFUKU N., MURATA H. & HYODO M. 1991. Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stresses. *Soils and Foundations* 31, No.1, pp. 95-109.

YONG R.N. & SILVESTRI V. 1979. Anisotropic behaviour of a sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal* 16, pp. 335-350.

ZUR B. 1966. Osmotic control the matric soil water potential. *Soil Science* 102, pp. 394-398.

